

CAROLINA FERREIRA ENOMOTO

**MÉTODO PARA ELABORAÇÃO DE MAPAS DE INUNDAÇÃO
ESTUDO DE CASO NA BACIA DO RIO PALMITAL, PARANÁ**

**Dissertação apresentada como requisito
parcial à obtenção do grau de Mestre em
Engenharia de Recursos Hídricos e
Ambiental, Setor de Tecnologia,
Universidade Federal do Paraná.**

**Orientadora: Profa. Dra. Miriam Rita
Moro Mine**

**CURITIBA
2004**

Ao meu marido, João Marcos
Aos meus pais, Jorge e Nevair,
Com amor.

AGRADECIMENTOS

A Deus, por me mostrar que sou capaz de alcançar meus objetivos quando eu mesma já acreditava que não conseguiria.

Aos meus pais, Jorge e Nevair Enomoto pelo apoio, incentivo e amor incondicionais durante toda a minha vida.

Ao meu marido, João Marcos de Assis, pela paciência e por saber compreender minha ausência durante várias noites e finais de semana.

À Professora Miriam Rita Moro Mine pela orientação e por saber motivar o tema.

Aos meus irmãos, Jorge e João, pelo carinho e apoio, especialmente ao Jorge que fez a revisão ortográfica desta dissertação.

Ao meu primo Eduardo, pelo apoio nas visitas ao rio.

Ao professor Heinz Dieter Fill, pela paciência e disposição de compartilhar seus conhecimentos, mesmo quando isto significava atrasar seus próprios afazeres.

Ao Engenheiro Giancarlo Castanharo pela atenção dispensada, pelas dicas nos programas, enfim, pela paciência de mostrar os caminhos.

A minha grande amiga Kátia Luciane Neira, por todo carinho e apoio durante esta caminhada.

A Engenheira e amiga Josete de Sá, pelas dicas e paciência.

A Helena Maria de Freitas e Cláudia Marília Lisicki pela atenção sempre que foi necessário.

A todos os colegas do mestrado, pela companhia nos momentos difíceis e pelas boas conversas.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	VI
LISTA DE TABELAS	VIII
RESUMO	IX
ABSTRACT	X
1 INTRODUÇÃO	1
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1 INUNDAÇÕES URBANAS	4
2.2 DRENAGEM URBANA	6
2.3 CONTROLE DAS INUNDAÇÕES	9
2.3.1 <i>Medidas Estruturais</i>	10
2.3.2 <i>Medidas não-estruturais</i>	11
2.4 CONSTRUÇÃO DE MAPAS DE INUNDAÇÃO	13
2.5 MODELAGEM HIDROLÓGICA	16
2.5.1 <i>Sistemas e modelos</i>	16
2.5.2 <i>Modelos Hidrológicos</i>	18
3 MÉTODO PROPOSTO	22
3.1 ESTRUTURA	22
3.2 MÓDULO 1: CHUVA DE PROJETO	23
3.2.1 <i>Chuva de projeto</i>	23
3.3 MÓDULO 2: VAZÃO DE PROJETO – IPH II	28
3.3.1 <i>Algoritmo de perdas por evaporação e interceptação</i>	29
3.3.2 <i>Algoritmo de separação dos escoamentos</i>	30
3.3.3 <i>Algoritmo de propagação superficial</i>	34
3.4 MÓDULO 3: NÍVEIS DE INUNDAÇÃO – HEC-RAS	37
3.4.1 <i>Níveis de superfície da água para escoamento permanente</i>	38
3.4.2 <i>Método para os cálculos de escoamento unidimensional no HEC-RAS</i>	38
3.4.3 <i>Procedimentos computacionais</i>	44
3.4.4 <i>Determinação da profundidade crítica</i>	45
3.4.5 <i>Limitações do programa</i>	52
3.4.6 <i>Dados básicos necessários</i>	53
3.5 MÓDULO 4: MAPAS DE INUNDAÇÃO	58
4 CARACTERIZAÇÃO DA APLICAÇÃO NA BACIA DO RIO PALMITAL	60
4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	60
4.2 ÁREA DE ESTUDO	60
4.2.1 <i>Região Metropolitana de Curitiba (RMC)</i>	60
4.2.2 <i>Pinhais</i>	63
4.2.3 <i>Colombo</i>	64
4.2.4 <i>Rio Palmital</i>	64
4.2.5 <i>Contextualização ambiental da bacia do rio Palmital</i>	68
4.3 ESTUDOS ANTERIORES	71
5 SIMULAÇÃO DOS NÍVEIS DE INUNDAÇÃO	77
5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	77
5.2 CENÁRIOS	78
5.3 DETERMINAÇÃO DA CHUVA DE PROJETO	80
5.4 DETERMINAÇÃO DA VAZÃO DE PROJETO	83
5.4.1 <i>Dados utilizados</i>	83
5.4.2 <i>Calibração do modelo IPH II</i>	87

5.4.3	<i>Obtenção da vazão de projeto</i>	91
5.5	DETERMINAÇÃO DOS NÍVEIS DE INUNDAÇÃO	94
5.5.1	<i>Calibração do coeficiente de Manning</i>	100
5.5.2	<i>Simulação dos níveis de inundação</i>	105
6	RESULTADOS	108
6.1	MAPAS DE INUNDAÇÃO	108
6.2	COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS COM ESTUDOS ANTERIORES	112
6.2.1	<i>Vazões</i>	112
6.2.2	<i>Níveis de inundação</i>	113
7	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	115
8	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	120
	APÊNDICE A – RESULTADO DAS SIMULAÇÕES DOS NÍVEIS D'ÁGUA	123
	APÊNDICE B: FOTOS DO RIO PALMITAL	135
	APÊNDICE C: MAPAS DE INUNDAÇÃO	140

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 3.1: ESTRUTURA ADOTADA	23
FIGURA 3.2: FATORES QUE CARACTERIZAM A DISTRIBUIÇÃO TEMPORAL SEGUNDO KEIFER E CHU [1957].....	26
FIGURA 3.3: MODELO DE TORMENTA SINTÉTICO OBTIDO DA CURVA IDF	27
FIGURA 3.4:RESERVATÓRIO DE PERDAS POR INTERCEPTAÇÃO E DEPRESSÕES NO SOLO.....	30
FIGURA 3.5:RELAÇÃO ENTRE EVAPOTRANSPIRAÇÃO POTENCIAL E UMIDADE DO SOLO	30
FIGURA 3.6: REPRESENTAÇÃO GRÁFICA DAS FUNÇÕES DO ALGORITMO DE INFILTRAÇÃO	33
FIGURA 3.7: SITUAÇÕES CONTEMPLADAS NO ALGORITMO DE INFILTRAÇÃO	35
FIGURA 3.8:MODELO CLARK	36
FIGURA 3.9: REPRESENTAÇÃO DOS TERMOS DA EQUAÇÃO DA ENERGIA.....	40
FIGURA 3.10: SUBDIVISÃO DA SEÇÃO PARA O CÁLCULO DA CONVEYANCE.....	41
FIGURA 3.11: APLICAÇÃO DO PRINCÍPIO DA QUANTIDADE DE MOVIMENTO	50
FIGURA 3.12: ESQUEMA DE DADOS	58
FIGURA 4.1: REGIÃO METROPOLITANA DE CURITIBA	62
FIGURA 4.2: CAUSAS DE CALAMIDADES NA REGIÃO METROPOLITANA DE CURITIBA	63
FIGURA 4.3:LOCALIZAÇÃO DA BACIA PILOTO	65
FIGURA 4.4: BACIA DO RIO PALMITAL.....	67
FIGURA 5.1: PERFIL DO CANAL.....	78
FIGURA 5.2: BACIA PILOTO	79
FIGURA 5.3: HIETOGRAMA DE PROJETO - TR = 10 ANOS	81
FIGURA 5.4: HIETOGRAMA DE PROJETO - TR 25 ANOS	81
FIGURA 5.5: HIETOGRAMA DE PROJETO - TR = 50 ANOS	82
FIGURA 5.6: HIETOGRAMA DE PROJETO - TR = 100 ANOS	82
FIGURA 5.7: LOCALIZAÇÃO DOS POSTOS PLUVIOMÉTRICOS E FLUVIOMÉTRICOS UTILIZADOS.....	85
FIGURA 5.8: MANCHA DE URBANIZAÇÃO NA BACIA PILOTO	88
FIGURA 5.9:HIDROGRAMAS CALCULADO E SIMULADO - EVENTO JULHO DE 1998	89
FIGURA 5.10:HIDROGRAMAS OBSERVADO E CALCULADO - EVENTO AGOSTO DE 1998	90
FIGURA 5.11: HIDROGRAMAS OBSERVADO E CALCULADO - EVENTO JULHO DE 2001	90
FIGURA 5.12: HIDROGRAMA - CENÁRIOS ATUAL E TENDENCIAL - TR = 10 ANOS	92
FIGURA 5.13: HIDROGRAMA - CENÁRIOS ATUAL E TENDENCIAL- TR = 25 ANOS	92
FIGURA 5.14: HIDROGRAMA - CENÁRIOS ATUAL E TENDENCIAL - TR = 50 ANOS	93
FIGURA 5.15: HIDROGRAMA - CENÁRIO ATUAL - TR = 100 ANOS	93
FIGURA 5.16: ESQUEMA DO RIO E SEÇÕES TRANSVERSAIS	95
FIGURA 5.17: LOCAIS DE INSERÇÃO DAS VAZÕES.....	98
FIGURA 5.18: LOCALIZAÇÃO DAS SUB BACIAS	99
FIGURA 5.19: RELAÇÃO ENTRE AS VAZOES DOS RIOS PALMITAL E IRAÍ	100

FIGURA 5.20: COMPARAÇÃO ENTRE AS CURVAS DE DESCARGA DOS POSTOS VARGEM GRANDE, PINHAIS E BARRAGEM DA CAPTAÇÃO IGUAÇU	101
FIGURA 5.21: PERFIL DO RIO COM A LOCALIZAÇÃO DOS NOVOS ZEROS DAS RÉGUAS	102
FIGURA 5.22: COMPARAÇÃO ENTRE AS CURVAS DE DESCARGA CORRIGIDAS	103
FIGURA 5.23: VARIAÇÃO DA RUGOSIDADE DO CANAL OBTIDA PARA O RIO PALMITAL E RIO IRAÍ	104
FIGURA 5.24: VARIAÇÃO DA RUGOSIDADE PARA A PLANÍCIE DE INUNDAÇÃO	104
FIGURA 5.25: COMPARAÇÃO ENTRE OS NIVEIS OBTIDOS PARA OS DOIS CENÁRIOS	106
FIGURA 6.1: MAPA DE INUNDAÇÃO - CENÁRIO ATUAL.....	109
FIGURA 6.2: MAPA DE INUNDAÇÃO - CENÁRIO TENDENCIAL	110
FIGURA 6.3: ÁREA DE INUNDAÇÃO - ENCHENTE DE 1995	111
FIGURA 6.4: COMPARAÇÃO ENTRE OS NIVEIS OBTIDOS PARA OS TRÊS ESTUDOS.....	113

LISTA DE TABELAS

TABELA 2.1: MEDIDAS NÃO ESTRUTURAIS PARA CONTROLE DE INUNDAÇÕES URBANAS ...	12
TABELA 3.1: PARÂMETROS DO MODELO	37
TABELA 3.2: COEFICIENTES DE EXPANSÃO E CONTRAÇÃO	44
TABELA 4.1: POSTO VARGEM GRANDE- VAZÕES	72
TABELA 4.2: VAZÕES MÁXIMAS INSTANTÂNEAS (M ³ /S)	74
TABELA 4.3: RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DO ESCOAMENTO -NÍVEIS DE ÁGUA (METROS) .	74
TABELA 4.4: NIVEIS E VAZÕES - CENÁRIOS ATUAL E TENDENCIAL.....	75
TABELA 4.5: NIVEIS MÁXIMOS.....	75
TABELA 5.1: ESTIMATIVA DE CRESCIMENTO DA POPULAÇÃO NA BACIA DO RIO PALMITAL .	78
TABELA 5.2: PRECIPITAÇÕES ACUMULADAS	83
TABELA 5.3: EVENTOS SELECIONADOS	83
TABELA 5.4: VAZÕES MÁXIMAS POR EVENTO.....	84
TABELA 5.5: COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO PARA EVAPOTRANSPIRAÇÕES HORÁRIAS..	86
TABELA 5.6: CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DA BACIA.....	86
TABELA 5.7: PARÂMETROS CALIBRADOS POR EVENTO	88
TABELA 5.8: PARÂMETROS COM AS UNIDADES CONVERTIDAS	91
TABELA 5.9 PICOS DOS HIDROGRAMAS	91
TABELA 5.10: SEÇÕES TRANSVERSAIS USADAS NA SIMULAÇÃO	96
TABELA 5.11: COMPARAÇÃO ENTRE OS ZEROS ANTIGOS E CORRIGIDOS	102
TABELA 5.12: VAZÕES NÚMERO DE MANNING – SEÇÕES – ENCHENTE DE 1995.....	106
TABELA 5.13: VAZÕES NÚMERO DE MANNING – SEÇÕES – CENÁRIO ATUAL	107
TABELA 5.14: VAZÕES NÚMERO DE MANNING – SUB BACIAS E SEÇÕES – CENÁRIO TENDENCIAL	107
TABELA 6.1: COMPARAÇÃO ENTRE AS MANCHAS DE INUNDAÇÃO.....	112

RESUMO

A determinação de um método para a elaboração de mapas de inundação foi o objetivo principal deste trabalho. A motivação para este estudo surgiu da observação de que os planos diretores atualmente têm inseridos em seu contexto a prevenção de inundações. Os mapas de inundação são ferramentas poderosas no controle de inundações pois através deles é possível definir áreas de risco para o zoneamento. O método definido utiliza um modelo chuva-vazão consagrado, o IPH II, para a determinação das vazões máximas a partir de chuvas de projeto. Para a determinação da chuva de projeto foi utilizado o método Chicago que discretiza as chuvas obtidas pelas curvas intensidade-duração-frequência em intervalos de tempo definidos pelo usuário. Com as vazões foi utilizado o programa HEC-RAS do Hydraulic Engineering Corps dos Estados Unidos para estimar os níveis de inundação para, enfim, inseri-los no software Arc View para a elaboração dos mapas. Como estudo de caso, selecionou-se a bacia do rio Palmital, localizada na Região Metropolitana de Curitiba, nos municípios de Colombo e Pinhais, devido ao seu histórico problema com as enchentes urbanas. Foram simulados oito eventos, sendo os períodos de retorno escolhidos de 10, 25, 50 e 100 anos e os cenários definidos como atual, com taxa de impermeabilização de 15% e tendencial com taxa de impermeabilização de 22,5%.

Palavras-chave: mapas de inundação, enchentes, IPH, HEC-RAS

ABSTRACT

The main goal of this research is to propose a distinct method for the design of flood maps. The main motivation of this study refers to the need of flood control alternatives required by soil and use occupation main plans. The flood maps are a powerful tool in the floodplain management because through them, it is possible to define areas of risk for the proposed planned areas. The method used in this study is based upon rainfall-runoff model, IPH II, for the determination of the maximum outflows. The Chicago method was used for the determination of the maximum rainfall. For flow propagation and water level definition the HEC-RAS was used. The maps were created using the ARCVIEW package. The Palmital river, in Metropolitan Area of Curitiba, is the case study of this research, that was known and historical urban drainage problems. Eight events, with the chosen of 10, 25, 50 and 100 years of return period and three distinct scenarios of waterproofing recovering areas were simulated.

Key-Words: Flooding maps, floods, IPH, HEC-RAS.

1 INTRODUÇÃO

As enchentes são fenômenos naturais dos regimes dos rios e todo rio tem sua área natural de inundação. As inundações passam a ser um problema para o homem quando este deixa de respeitar esses limites. Há outros fatores que favorecem ou agravam a ocorrência de enchentes, principalmente nas cidades. Nestes casos, o principal agravante das enchentes são as ações do homem que alteram o escoamento natural das águas, como quando desmata, remove a vegetação, canaliza as águas pluviais e impermeabiliza o solo.

As enchentes podem ser lentas ou rápidas, e geralmente vão se avolumando no decorrer dos dias, dependendo da região em que ocorrem. Sobretudo quando repentinas, geram elevados prejuízos materiais e podem provocar mortes.

Na área rural, parte do fluxo é retido pela vegetação, parte infiltra-se no subsolo e o restante escoar gradualmente pela superfície produzindo um hidrograma com variação lenta de vazão e com picos de enchente moderados. Nas áreas urbanizadas, a impermeabilização reduz a infiltração e aumenta a velocidade do escoamento no sistema de drenagem à medida que evolui a ocupação urbana, trazendo como consequência direta o aumento dos processos erosivos na calha principal, margens e contribuintes.

A ocupação do solo na Região Metropolitana de Curitiba tem se dado de maneira bastante desordenada e direcionando-se principalmente para as regiões planas, especialmente para várzeas de inundação dos rios da bacia do Alto Iguaçu.

Essa ocupação tem se baseado principalmente no princípio do fato consumado, seguido de pressões políticas para que loteamentos em locais inadequados e ocupações irregulares ganhem infra-estrutura, consolidando-se um padrão de ocupação de baixa qualidade urbanística com expressiva concentração de

população de baixa renda.

O controle de cheias pode ser estabelecido através dos meios estruturais e não estruturais como alternativa para o fornecimento de proteção contra enchente e redução dos riscos e importância dos danos causados. As medidas estruturais são essencialmente construtivas e projetadas especificamente para o controle de enchente. As medidas não estruturais objetivam a melhor convivência da população com as enchentes e consistem em regulamentos que disciplinam o usos do solo, tipos de construção viáveis, seguros e sistemas de alerta.

O processo de mapeamento utilizando uma base cartográfica confiável e adequada, localização precisa dos elementos do sistema e das características hidráulicas da superfície da bacia se constituem em material indispensável para o setor técnico; a utilização de mapas pode representar um grande avanço nas ações não-estruturais no controle de cheias.

Os dados necessários para mapear as áreas de inundação são os dados geométricos da bacia e dados sobre escoamento. Estes dados podem ser obtidos de diversas formas, de acordo com a disponibilidade econômica e de tempo. É necessário observar que principalmente a qualidade dos dados de escoamento são prejudicados pela pouca confiabilidade dos dados obtidos nas estações pluviométricas e fluviométricas em nosso país.

O objetivo deste trabalho é definir um método para a construção de mapas de inundações que possa ser utilizado como ferramenta de suporte à decisão de medidas não estruturais de controle de enchentes, tendo como estudo de caso a bacia do rio Palmital, situado nas cidades de Colombo e Pinhais, na Região Metropolitana de Curitiba.

O primeiro item trata desta introdução. O segundo item apresenta uma revisão bibliográfica dos principais temas abordados nesta dissertação. No terceiro item é apresentada a abordagem utilizada, ou seja, o método proposto para a

construção dos mapas de inundação, além da descrição de cada modelo utilizado, com sua teoria. O quarto item faz a caracterização da área de estudo, explicando a problemática das inundações na Região Metropolitana de Curitiba. Neste item também são apresentados estudos anteriores.

No quinto item são descritos os dados necessários para a utilização dos modelos, a calibração dos dois modelos, a determinação da chuva de projeto, e a simulação dos níveis de enchente.

O sexto item descreve os resultados obtidos com a aplicação do programa de geoprocessamento para a obtenção dos mapas de inundação, além de um comparativo dos resultados deste trabalho e resultados de trabalhos anteriores . O sétimo item apresenta as conclusões e recomendações deste trabalho.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este item aborda a problemática das inundações urbanas, seu contexto histórico, princípios de drenagem urbana e controle de inundações. No item 2.4, a construção de mapas de inundação é apresentada como ferramenta auxiliar ao controle de inundações. A formulação e aplicabilidade dos modelos hidrológicos são abordadas no item 2.5.

2.1 INUNDAÇÕES URBANAS

Enchente não é, necessariamente, sinônimo de catástrofe. É apenas um fenômeno natural dos rios e outros corpos de água. Por outro lado, todo e qualquer rio tem sua área natural de inundação. As inundações passam a ser um problema para o homem quando deixa de respeitar os limites naturais dos rios.

A urbanização agrava os efeitos da chuva trazendo consigo o conceito de canalizar e tornar subterrâneo tudo o que se quer esconder. No séc. XIX, o conceito de canalização foi adotado para a drenagem urbana, ficando caracterizado pela construção de vastas galerias subterrâneas onde a drenagem da água era equacionada pela força da gravidade, resultando numa rápida descarga nas áreas urbanas

No início do século XX, os projetos de canalização foram aprimorados pelo desenvolvimento de modelos matemáticos, hidrológicos e hidráulicos, além da análise estatística de eventos extremos. Paralelamente, o conceito de separação do esgoto das águas da chuva foi amplamente implantado, principalmente por razões sanitárias.

Após a década de 1950 e como resultado da intensa urbanização, uma crise nesses sistemas foi percebida, e as consequências ainda estão acontecendo. Na década de 1970 o conceito de soluções alternativas e compensatórias para a

drenagem urbana foi adotado, principalmente na Europa e América do Norte. Estas soluções ajudaram na compensação dos efeitos da urbanização progressiva sobre os processos hidrológicos. Atualmente, conceitos de preservação do meio ambiente e qualidade de vida também estão sendo levados em consideração.

Com este histórico pode-se perceber como o aumento da densidade populacional de uma comunidade traz problemas de ordem quantitativa na demanda de água para abastecimento público, aumento na geração de resíduos sólidos, poluição dos rios e lençol freático, deterioração da qualidade dos corpos d'água e deterioração da qualidade do ar, o que gera problemas de poluição ambiental. Já o aumento da densidade de ocupação por edificações e obras de infra-estrutura viária, por sua vez, traz como consequência direta o aumento das áreas impermeáveis, modificando o sistema de drenagem anteriormente existente, incrementando a velocidade de escoamento superficial, reduzindo o tempo de pico de enchentes, amplificando a vazão desses picos, e reduzindo as vazões de recarga do lençol freático.

CHOW, MAIDMENT E MAYS [1988] resumiram os efeitos bem conhecidos da urbanização nos processos hidrológicos de duas maneiras:

- a) a quantidade de água aumenta na mesma proporção em que aumentam as áreas impermeabilizadas e, como consequência, há a redução no volume de água infiltrada;
- b) a velocidade da drenagem superficial e o pico de enchente aumentam devido à maior eficiência do sistema de drenagem.

TUCCI [1995] classificou os impactos provocados pela urbanização em:

- a) impactos ambientais: ocorrem devido ao aumento da produção de sedimentos, degradações da qualidade da água e contaminação dos aquíferos; suas consequências compreendem o assoreamento da drenagem e o transporte de substâncias poluentes agregadas ao

sedimento e a água da chuva;

- b) impacto no balanço hídrico: o balanço hídrico altera-se com o aumento do volume de escoamento superficial e a redução da recarga natural dos aquíferos e da evapotranspiração;
- c) impacto no hidrograma de enchente: a urbanização diminui a infiltração e aumenta o volume que escoar pela superfície.

As inundações urbanas podem ser divididas de acordo com os fatores que as provocam. Na várzea natural, as enchentes ocorrem devido à má ocupação das regiões ribeirinhas (ex: Blumenau, Porto Alegre). Essas regiões, geralmente pertencem ao poder público e são frequentemente invadidas por sub-habitações e não têm valor imobiliário. Nas áreas urbanizadas, as ocupações do espaço são normalmente feitas de jusante para a montante. A urbanização geralmente se preocupa com a drenagem da área do loteamento (esgotos pluviais), sem se preocupar com os efeitos para a macrodrenagem. Há, portanto, uma sobrecarga da drenagem secundária sobre a macrodrenagem. As áreas mais afetadas ficam a jusante.

2.2 DRENAGEM URBANA

Na área rural a chuva é retida pela vegetação, infiltra-se no subsolo e o que resta escoar pela superfície gradualmente, produzindo um hidrograma com variação lenta de vazão e com picos de enchente moderados, mas nas áreas urbanizadas a impermeabilização reduz a infiltração.

Para as áreas urbanizadas, os sistemas de drenagem urbana são sistemas essencialmente preventivos de inundações, principalmente nas áreas mais baixas das comunidades sujeitas a alagamentos ou em marginais de cursos naturais de água.

Segundo TUCCI [1995], os sistemas de drenagem são classificados de

acordo com suas dimensões em sistemas de microdrenagem, também denominados de sistemas iniciais de drenagem, e de macrodrenagem.

A microdrenagem inclui a coleta e a condução das águas superficiais através de pequenas e médias galerias, fazendo ainda parte do sistema todos os componentes para que tal projeto ocorra.

A macrodrenagem inclui, além da microdrenagem, as galerias de grande porte e os corpos receptores, tais como canais e rios canalizados ou não.

Quando um sistema de drenagem não é considerado desde o início da formação do planejamento urbano, é bastante provável que esse sistema ao ser projetado revele-se, ao mesmo tempo, de alto custo e deficiente. É conveniente para a comunidade que a área urbana seja planejada de forma integrada. Se existirem planos de desenvolvimento regionais, estaduais ou federais, é interessante a perfeita compatibilidade entre o plano de desenvolvimento urbano e esses planos.

Todo plano urbanístico de expansão deve conter em seu bojo um plano de drenagem urbana, visando delimitar as áreas mais baixas e potencialmente inundáveis a fim de diagnosticar a viabilidade ou não da ocupação destas áreas do ponto de vista da expansão dos serviços públicos.

Geralmente a capacidade da microdrenagem é planejada para expulsar água do loteamento, porém a macrodrenagem muitas vezes não está preparada para receber esse acúmulo continuado de ampliação urbana, considerando que não existe nenhuma regulamentação ou planejamento da macrodrenagem.

Um sistema de drenagem adequado proporcionará uma série de benefícios, tais como:

- a) desenvolvimento do sistema viário;
- b) redução de gastos com manutenção das vias públicas;
- c) valorização das propriedades existentes na área beneficiada;
- d) escoamento rápido das águas superficiais, facilitando o tráfego

por ocasião das precipitações;

- e) eliminação da presença de águas estagnadas e lamaçais;
- f) recuperação de áreas alagadas ou alagáveis;
- g) maior segurança e conforto para a população habitante ou transeunte pela área de projeto.

Existem ações que influenciam na eficácia das soluções de Drenagem Urbana, conforme cita ANDRADE [1999]:

- a) políticas que definam os objetivos a serem alcançados e os meios legais, institucionais, técnicos e financeiros para atingi-los;
- b) políticas de ocupação do solo urbano compatíveis com a política de drenagem urbana, com destaque para ocupação das várzeas de inundação;
- c) processos de planejamento com medidas de curto, médio e longo prazos em toda a bacia;
- d) entidades eficientes para exercer liderança do setor, promovendo a participação pública, estabelecendo critérios e aplicando leis;
- e) domínio de tecnologia adequada para planejamento, projeto, construção e operação das obras;
- f) campanhas de educação e esclarecimento da opinião pública.

Com relação às ações supracitadas, algumas consequências devem ser observadas, advindas do comportamento político e administrativo:

- a) tendência em atuar corretivamente em pontos isolados devido a disputas por recursos entre diversos setores da administração urbana;
- b) dificuldade em disciplinar a ocupação do solo devido a conflitos de interesses;
- c) políticas de médios e longos prazos são invariavelmente relegadas a um segundo plano.

No Brasil, institucionalmente, a infra-estrutura de microdrenagem é reconhecida como da competência dos governos municipais que devem ter total responsabilidade para definir as ações no setor; ampliando-se esta competência em direção aos governos estaduais, na medida em que crescem de relevância as questões de macrodrenagem, cuja referência fundamental para o planejamento são as bacias hidrográficas. Isto é, deve ser de competência da Administração Municipal os serviços de infra-estrutura urbana básica relativos à microdrenagem e serviços correlatos - incluindo-se terraplanagens, guias, sarjetas, galerias de águas pluviais, pavimentações e obras de contenção de encostas, para minimização de risco à ocupação urbana, já ações de macrodrenagem devem envolver a administração Estadual, uma vez que as bacias hidrográficas geralmente estão localizadas dentro de vários municípios.

2.3 CONTROLE DAS INUNDAÇÕES

O controle de inundações consiste em um conjunto de medidas que tem por objetivo minimizar os riscos a que as populações estão sujeitas, diminuindo os prejuízos causados por inundações e possibilitando o desenvolvimento urbano de forma harmônica, articulada e sustentável.

A decisão ideal é definida em função das características do rio, do benefício da redução das enchentes e aspectos sociais do seu impacto.

Os princípios para controle de inundações urbanas, segundo TUCCI [1995] são:

- a) considerar a bacia como sistema (as medidas não podem reduzir o impacto de uma área em detrimento a outra);
- b) analisar as medidas de controle no conjunto da bacia (estruturais e não-estruturais);

- c) os meios de implantação do controle de enchentes são o PLANO DIRETOR URBANO, as Legislações Municipal, Estadual e Federal, e o Manual de Drenagem.
- d) o horizonte de expansão;
- e) o critério fundamental de não ampliar a cheia natural;
- f) o controle permanente (violação à legislação);
- g) a educação (conscientização e modificação);
- h) a administração da manutenção e controle;
- i) as normas.

As medidas de controle do escoamento da inundação podem ser efetuadas das seguintes maneiras, segundo TUCCI [1995]

- a) por infiltração e percolação: criar espaço para que a água tenha por onde infiltrar ;
- b) por armazenamento: para reter parte do escoamento superficial;
- c) pelo aumento da superfície eficiente de escoamento: condutos e canais(mais benéfico quando em conjunto com reservatórios de detenção);
- d) diques e estações de bombeamento: controle localizado de enchentes (para áreas sem espaço para o amortecimento da inundação).

O estudo do controle de enchente considera tanto os meios estruturais quanto os não estruturais como alternativa para o fornecimento de proteção contra enchente, para a redução dos riscos e importância dos danos

2.3.1 Medidas Estruturais

As medidas estruturais consistem em obras de engenharia implementadas com o objetivo de reduzir o risco de enchentes. Elas modificam o sistema fluvial e

são as mais onerosas. TUCCI [1995] as classifica em extensivas ou intensivas. As extensivas são aquelas que agem na bacia, procurando modificar as relações entre precipitação e vazão, como, por exemplo, a alteração da cobertura vegetal do solo, que reduz e retarda os picos de enchente e controla a erosão da bacia. As medidas intensivas são aquelas que agem no rio e podem ser de três tipos:

- a) aceleração do escoamento: aumento da capacidade de descarga dos rios e corte de meandros;
- b) retardamento do escoamento: reservatórios e as bacias de amortecimento;
- c) desvio do escoamento: obras como canais de desvios, construção de diques e *polders*.

Estas medidas são essenciais e necessárias para a solução de grande parte dos problemas de inundações urbanas. Porém, além de onerosas, não representam por si só soluções eficazes e sustentáveis dos problemas mais complexos de drenagem urbana. As melhores soluções são alcançadas através de compreensão mais integrada do ambiente urbano e das relações entre os sistemas que o compõem.

2.3.2 Medidas não-estruturais

As medidas não estruturais defendem a melhor convivência da população com enchentes. Não são projetadas para dar proteção completa, pois isso exigiria uma atuação contra a maior enchente possível.

Podem ser agrupadas em: regulamento do uso da terra, construções à prova de enchentes, seguro de enchente, previsão e alerta de inundação.

Constam na tabela 2.1 algumas medidas diferenciadas selecionadas após a consulta de bibliografia especializada e suas descrições.

TABELA 2.1: MEDIDAS NÃO ESTRUTURAIS PARA CONTROLE DE INUNDAÇÕES URBANAS

Medida	Características	Objetivos
Plano diretor	Planejamento das áreas a serem desenvolvidas e a densificação das áreas atualmente loteadas	Evitar ocupação sem prevenção e previsão
Zoneamento	Conjunto de regras para a ocupação das áreas de maior risco de inundação. É incorporado ao PLANO DIRETOR	Visa à minimização futura de perdas materiais e humanas em face das grandes cheias.
Controle do desmatamento (BEG e MOHD, 1998).	Além do controle do desmatamento, o reflorestamento deve ser feito em todos locais possíveis	Prevenir a erosão e o assoreamento.
Educação Ambiental	Para ser realizado junto à população. A conservação das margens dos arroios, sua vegetação típica e taludes são essenciais.	Conscientizar a população que sofre ou poderá sofrer com as inundações
Medidas de apoio à população (BEG e MOHD, 1998).	Lugares seguros para preservar a pessoa, a família e trabalhos Construção de abrigos temporários, meios de evacuação, patrulhas de segurança.	Inserir nos possíveis atingidos pelas inundações um senso de proteção
Distribuição de informação sobre as enchentes (BEG e MOHD, 1998).	Programa de orientação da população sobre as previsões de enchentes para que ela aprenda a se prevenir contra as cheias.	Aprimorar a qualidade da assistência externa e a reduzir falhas como a falta de informações, a má avaliação das necessidades e formas inadequadas de ajuda.
Reassentamento	Reassentamento de residentes ilegais ocupantes das margens de rios, e de residentes legais nas áreas de enchente.	Retirar a população dos locais de risco
Soluções de mitigação	Promover o aumento das áreas de infiltração e percolação e armazenamento temporário.	Aumentar a eficiência do sistema de drenagem à jusante e da capacidade de controle de enchentes dos sistemas.
Sistema de alerta	Sistema utilizado para prevenir a população com antecedência de curto prazo, em eventos mais raros.	Ajudar no controle das estruturas hidráulicas no sistema do rio, e evitar o pânico.
Construções a prova de enchentes	Pequenas adaptações nas construções.	Reduzir as perdas em construções localizadas nas várzeas de inundação
Seguro contra enchentes	Proteção econômica contra inundações	Diminuir os prejuízos individuais causados pelas inundações
Sistemas hidrológicos	Histórico hidrológico da bacia e modelos que mostram o comportamento hidráulico e hidrológico do sistema do rio.	Fornecer subsídios para os estudos de comportamento da bacia, assim como previsão de cenários futuros.

FONTE: ENOMOTO[2000] - ALTERADO

2.4 CONSTRUÇÃO DE MAPAS DE INUNDAÇÃO

O mapeamento das áreas de risco de inundação é uma ferramenta auxiliar muito poderosa no controle e prevenção de inundações.

O processo de mapeamento utilizando uma base cartográfica confiável e adequada com a localização precisa dos elementos da bacia hidrográfica e de suas características hidráulicas constituem material importante para avanços do setor técnico em relação à população, por serem ilustrativos dos problemas a serem solucionados, uma vez que a população tem dificuldade em perceber o espaço urbano e o sistema de drenagem como um todo.

Segundo TUCCI [2003], os mapas de inundação podem ser de dois tipos:

- a) mapa de planejamento: define as áreas atingidas por cheias de tempo de retorno escolhidos;
- b) mapa de alerta: informa em cada esquina ou ponto de controle o nível da régua para o qual inicia a inundação. Este mapa permite o acompanhamento da enchente por parte dos moradores, com base nas observações das réguas.

Para NASCIMENTO *et al.* [1998], um mapa para medidas não estruturais deve ter:

- a) cobertura vegetal;
- b) grau de impermeabilização dos lotes, considerando o seu tipo de utilização;
- c) solo de acordo com seu nível de permeabilidade e com a vulnerabilidade à erosão;
- d) declividade;

- e) informações topográficas com linhas mais densas contornando as áreas críticas;
- f) redes de drenagem natural e artificial.

Ainda segundo NASCIMENTO *et al.* [1998], para mostrar os mapas para a população alguns itens devem aparecer:

- a) divisões para água, com referências que possam existir ao longo das partes mais altas;
- b) localização dos nomes de pontos altamente conhecidos;
- c) uso de logotipos e ícones fáceis de identificar;
- d) declividades, com áreas de alta declividade identificadas por sombras progressivas de cores;
- e) rodovias principais e secundárias;
- f) áreas de inundação (de acordo com dados atuais e probabilidade de ocorrência).

SHIDARAWA [1998] conta que no Japão em 1994 o Ministro da Construção começou a encorajar as prefeituras a publicar um Mapa de Prevenção de Enchentes, que ajudaria a minimizar os prejuízos em caso de inundação, dando informações à população. Este mapa é baseado em um mapa de áreas de inundações.

No início, o governo ficou apreensivo com a possibilidade da população não aceitar os mapas, mas a partir de um questionário, obtiveram estatísticas da boa receptividade dos mapas.

As seguintes informações constaram no mapa:

- a) contornos de possíveis profundidades de água de enchente;
- b) abrigos e seus telefones;
- c) abrigos para idosos, deficientes e crianças;
- d) abrigos temporários de emergência ou lugares para aglomeração;

- e) capacidade de abrigo e número de residentes em cada área;
- f) telefones de escritórios relacionados
- g) modelos de sons de alarme de sirenes e sinos e seus significados;
- h) rota de transmissão de informações oficiais e avisos;
- i) sugestões de refúgios;
- j) *lista* do que levar quando tiver que fugir;
- k) cuidados com deslizos de terra;
- l) histórico das principais enchentes da cidade;
- m) fotografias, hietogramas e hidrogramas de outras enchentes;
- n) características do clima em outras enchentes;
- o) história e natureza do rio.

A construção de mapas de linhas de inundação envolve a coleta de diversas informações. Dentre estas informações, TUCCI [2003], destaca:

- a) nivelamento da régua ao um zero absoluto;
- b) topografia do local;
- c) estudo de probabilidade de inundações de níveis para uma seção na proximidade do local;
- d) níveis de enchente;
- e) seções batimétricas ao longo do rio;
- f) cadastramento de obstruções ao longo do trecho.

A obtenção destes dados é demorada e muitas vezes deficiente. É preciso lembrar que, no Brasil, as bases de dados são deficientes e muitas vezes pouco confiáveis. O projetista deve desenvolver um certo “tato” para poder confiar em seus resultados. É preciso ter consciência da responsabilidade na divulgação dos resultados, ressaltando pontos que podem ser poucos confiáveis.

O desenvolvimento destes mapas envolve a necessidade de investimento em topografia, incluindo aí a batimetria do local, serviços onerosos. É necessário

saber as vazões para o período de retorno, a partir de dados confiáveis e consistidos, o que no Brasil ainda é difícil de se obter.

Em geral, os dados de vazão utilizados correspondem a dados obtidos por modelos hidrológicos, de acordo com o tempo de retorno a ser utilizado e da duração da precipitação.

Os dados de níveis de inundação, geralmente, são obtidos a partir de modelos hidráulicos que, a partir de dados de escoamento permanente ou não permanente e dados geométricos da área estudada, definem quais são os níveis de inundação para cada uma das vazões desejadas.

O resultado final, ou seja, o mapa de inundações, é formatado, normalmente, com auxílio de uma ferramenta de geoprocessamento que pode agrupar um número grande de informações, além dos níveis, tais como: arruamento, vegetação, hidrografia, etc.

2.5 MODELAGEM HIDROLÓGICA

2.5.1 Sistemas e modelos

A hidrologia abrange o estudo dos fenômenos naturais encontrados no ciclo hidrológico. Fenômenos tais como precipitação, evaporação, infiltração e escoamento em rios dependem de muitos fatores, o que dificulta a sua análise.

Para compreender melhor o funcionamento destes fenômenos, têm-se desenvolvido modelos que simulam a ocorrência dos mesmos. Segundo TUCCI [1998], modelo é “a representação de algum objeto ou sistema, numa linguagem ou forma de fácil acesso e uso, com o objetivo de entendê-lo e buscar suas resposta para diferentes entradas”.

Geralmente os métodos no desenvolvimento de modelos são baseadas na simulação do sistema físico através de funções matemáticas empíricas ou conceituais.

As limitações no uso de modelos hidrológicos residem na qualidade dos dados de entrada e na sua quantidade. As simplificações utilizadas nas formulações matemáticas devem ser analisadas com cuidado pelo usuário.

Segundo TUCCI [1998], “sistema é qualquer engenho que responde, através de uma saída, a uma entrada”.

Os modelos que representam o comportamento de sistemas podem ser classificados de diversas maneiras. Podem ser físicos, quando o sistema é representado por um modelo em escala reduzida; analógicos, quando utiliza medições de grandezas físicas de fenômenos diferentes, mas descritos pelas mesmas equações; e matemáticos, que representam a natureza do sistema através de equações.

Outras classificações de modelos apontadas por TUCCI (1998) são as seguintes:

a) quanto à memória do sistema: espaço de tempo, no passado, durante o qual a entrada afeta o estado presente do sistema. Memória zero significa que a entrada afeta o sistema somente no tempo em que ela ocorre;

b) quanto à linearidade: um sistema é linear quando a saída que corresponde a soma de duas entradas é igual a soma das saídas de cada entrada.;

c) quanto à continuidade: os sistemas podem ser contínuos ou discretos. Um sistema é contínuo quando os fenômenos representados são contínuos no tempo, e discretos quando o tempo é contado em intervalos discretos.

d) quanto à discretização espacial: podem ser concentrados ou distribuídos. São concentrados quando não consideram a variabilidade espacial, e distribuídos quando a consideram.

e) estocásticos e determinísticos: os sistemas são estocásticos se a chance de ocorrência das variáveis é levada em conta e o conceito de probabilidade é introduzido na formulação do modelo, e determinísticos quando a chance é ignorada e o modelo não segue a lei das probabilidades.

f) quanto à formulação teórica: podem ser conceituais ou empíricos. São conceituais quando as funções utilizadas na sua elaboração levam em consideração leis físicas e empíricas dos fenômenos físicos envolvidos e são empíricos quando os modelos utilizam para descrever os fenômenos envolvidos funções que não têm nenhuma relação com os processos físicos envolvidos, são chamados "caixa preta".

2.5.2 Modelos Hidrológicos

O modelo hidrológico pode ser considerado como uma ferramenta desenvolvida para representar o comportamento da bacia hidrográfica, prever condições futuras e/ou simular situações hipotéticas no intuito de avaliar impactos de alterações. A simulação hidrológica é limitada pela heterogeneidade física das bacias e dos processos envolvidos, o que muito tem contribuído para o desenvolvimento de um grande número de modelos.

Com a disponibilidade de computadores no final da década de 1950, houve um acelerado desenvolvimento de modelos que podiam utilizar uma grande quantidade de dados coletados, em substituição aos métodos de indicadores estatísticos utilizados até então. Estes modelos, ditos semiconceituais (conceituais na época), de transformação precipitação-vazão, representam os principais processos desta parte do ciclo hidrológico, utilizando funções empíricas e a equação da continuidade para cada uma das partes.

Nas últimas décadas os modelos hidrológicos se desenvolveram em dois sentidos:

a) modelos para grandes bacias: tratam de forma empírica a distribuição dos parâmetros em áreas de grande extensão;

b) modelos de pequenas bacias: buscam representar com precisão, e de forma distribuída, os processos hidrológicos.

Os modelos distribuídos não garantem necessariamente melhores resultados do que modelos concentrados, mas agregados a modelos digitais de terreno e ao geoprocessamento, têm buscado melhorar a representatividade espacial e temporal do comportamento das diferentes partes de uma bacia.

Os modelos se diferenciam em função dos objetivos a serem alcançados, dos dados que utilizam e das prioridades que são estabelecidas na representação dos processos físicos.

Os processos de precipitação, evaporação, infiltração e escoamento superficial em rios dependem de um grande número de variáveis que nem sempre podem ser medidas. Nenhum método substitui a medição das variáveis hidrológicas que permitem aferir os parâmetros do modelo utilizado. Quanto menor for a disponibilidade de informações, maiores serão as incertezas dos prognósticos. Uma das limitações na utilização de modelos hidrológicos é a disponibilidade de dados, tanto no aspecto de quantidade (muitas séries de dados hidrológicos apresentam falhas) quanto no aspecto de qualidade (muitos dados são mal medidos ou mal observados).

Segundo TUCCI [1998], a escolha do modelo hidrológico a ser utilizado na solução de problemas relacionados à gestão de recursos hídricos depende de uma avaliação preliminar envolvendo os seguintes aspectos:

- a) objetivos do estudo para qual o modelo vai ser utilizado;
- b) características climáticas e físicas da bacia e do rio;
- c) disponibilidade de dados;
- d) familiaridade da equipe de projeto com o modelo.

Os modelos chuva-vazão devem descrever a distribuição espacial da precipitação, as perdas por interceptação, evaporação, depressão do solo, o fluxo através do solo pela infiltração, percolação e água subterrânea, escoamento superficial, subsuperficial e na calha do rio.

As principais dificuldades encontradas na aplicação dos modelos chuva-vazão se devem à grande variabilidade espacial das precipitações, às incertezas dos dados de evaporação, ao fator da escala entre processos pontuais e espaciais e à homogeneidade dos parâmetros.

Além disso, há simplificações na consideração da heterogeneidade física da bacia e da simultaneidade com que os fenômenos acontecem, comprometendo os resultados obtidos pelos modelos e acarretando a introdução de desvios e erros. Esta classe de modelos é denominada de semiconceitual porque mistura aspectos conceituais dos processos e equações empíricas que se ajustam ao comportamento observado. Os modelos semiconceituais podem oferecer bons resultados, mas necessitam de um bom treinamento do usuário no entendimento do modelo escolhido, para que não haja tendenciosidade no seu uso.

Os dados de entrada, normalmente, usados nestes modelos, cita CANEDO [1989], são as séries temporais de chuva e evaporação potencial e os dados relativos à bacia hidrográfica, tais como área de drenagem, características dos solos superficiais, coberturas vegetais e redes de drenagem.

Os dados de saída são as séries temporais de vazões fluviais no limite da área de drenagem, ou seja, na seção do rio em estudo.

Modelos hidráulicos são os utilizam as leis físicas da mecânica dos fluidos que regem o comportamento do escoamento da água, como os relacionados abaixo:

a) modelos hidrodinâmicos: sintetizam vazões em rios e rede de canais a partir de condições de contorno do sistema; velocidade e níveis em lagos, estuários e reservatórios. São usados em sistemas de distribuição de vazão, velocidade e níveis

para tomada d'água, inundação, qualidade da água, navegação e operação de reservatório;

b) modelos de redes de canais e condutos: fazem o dimensionamento econômico da rede, usado em redes de abastecimento de água, rede de alimentação de irrigação por gravidade ou por aspersão;

c) modelos de redes de canais e condutos sujeitos a transientes hidráulicos: para verificação das condições de pressão e nível em canais. Devido às condições de operação, são usados em operação de redes de canais de irrigação, de sistemas de abastecimento de água, operação de sistemas, hidráulica de reservatórios e condutos pluviais.

3 MÉTODO PROPOSTO

Este item apresenta as abordagens utilizadas na concepção do método para a construção de mapas de inundação, assim como a descrição dos modelos e técnicas que foram utilizados.

3.1 ESTRUTURA

Para alcançar o objetivo proposto dividiu-se o método em módulos:

- a) Módulo 1: Determinação da distribuição temporal da chuva de projeto através do método Chicago;
- b) Módulo 2: Determinação da vazão de projeto através do modelo chuva-vazão IPH II¹;
- c) Módulo 3: Determinação dos níveis de enchente através do *software* HEC-RAS²;
- d) Módulo 4: Elaboração dos mapas de inundação em ambiente SIG (Sistema de Informações Geográficas) através do *software* Arc View³.

Na figura 3.1 é apresentada a estrutura adotada. Ajusta-se o modelo chuva-vazão para a estação fluviométrica. Com os hietogramas obtidos pelo método Chicago, simula-se as vazões para os períodos de retorno pré-determinados, assim

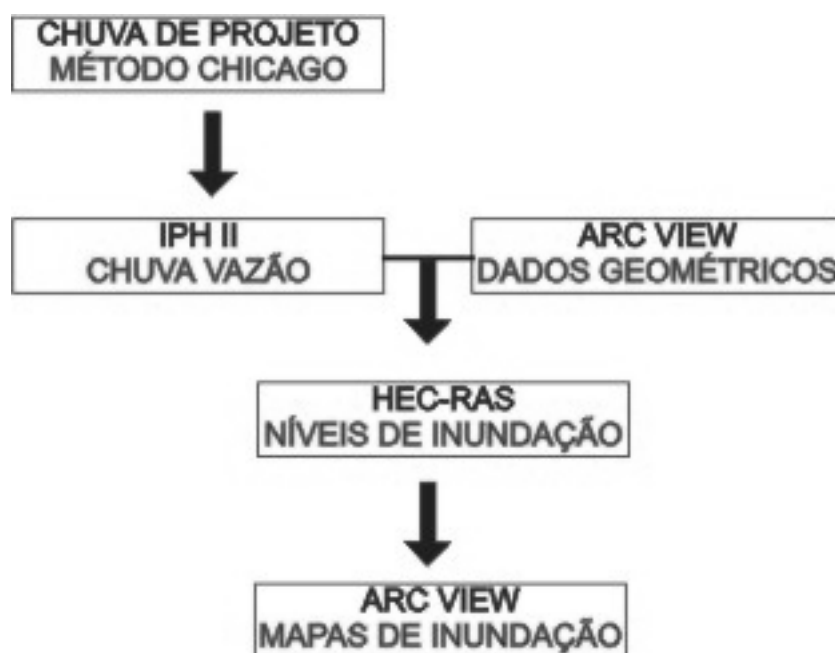
¹ IPH II é um modelo matemático de transformação chuva-vazão produzido pelo Instituto de Pesquisas Hidrológicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul(UFRGS).

² HEC-RAS é um software de modelagem hidrodinâmica produzido pelo Hydraulic Engineering Center.

³ Arc View é um software de sistemas de informações geográficas produzido e licenciado por Environment System Research Institut.

como para os cenários de impermeabilização pré-determinados. A determinação dos níveis de enchentes é feita após a calibração do programa HEC-HAS, feita com base em vazões e níveis conhecidos. Por último, através do modelo digital do terreno, traçam-se os mapas de inundação com auxílio de uma ferramenta de geoprocessamento, neste caso, o software Arc View.

FIGURA 3.1: ESTRUTURA ADOTADA



3.2 MÓDULO 1: CHUVA DE PROJETO

3.2.1 Chuva de projeto

A chuva de projeto é uma seqüência de precipitação definida com o objetivo de gerar um hidrograma ou uma vazão de projeto através de um modelo chuva-vazão. Geralmente apresenta uma distribuição temporal definida, constituindo um hietograma discretizado em intervalos finitos de tempo, aqui definidos como

sendo de 15 minutos.

Normalmente a chuva de projeto é construída artificialmente com base nas características estatísticas de chuvas intensas na bacia ou em regiões com características meteorológicas semelhantes. Os valores assumidos pelas variáveis aleatórias intensidade média e/ou altura de precipitação são geralmente expressas como função de dois parâmetros básicos:

- a) Período de retorno (TR) em anos, e
- b) Duração crítica do evento (D_{crit}) em minutos.

O tempo de retorno equivale ao inverso da probabilidade de pelo menos um evento de intensidade igual ou superior ocorra em um ano qualquer e é definido de acordo com o objetivo do estudo. Quanto maior os prejuízos que podem ser causados pela obra a ser projetada maior deve ser o tempo de retorno da sua vazão de projeto. Por convenção atribuiu-se à vazão de projeto o período de retorno da chuva utilizada para calculá-la.

A duração da chuva corresponde à duração do evento pluvial de um dado tempo de retorno que conduza a máxima vazão no rio e deve ser longa o suficiente para que toda a bacia contribua no local de estudo. Para pequenas bacias, geralmente utiliza-se o tempo de concentração da bacia. Para grandes bacias, estes tempos são diferentes.

O hietograma de projeto para este estudo foi determinado através do método Chicago desenvolvido por KEIFER E CHU [1957], que tem o propósito de apresentar um método para determinar um modelo de tormenta utilizado para dimensionar sistemas de drenagem urbana.

Este método é derivado da equação potencial da curva intensidade-duração-freqüência que atribui a cada intensidade do hietograma de projeto um mesmo período de retorno. Caracteriza-se por considerar como parâmetro a posição relativa do pico de intensidade na duração do evento.

Outros métodos são apresentados na literatura, sendo que a escolha deste ocorreu pelo fato de que através dele é possível definir em qual intervalo de tempo ocorre o pico da chuva.

O valor de duração da chuva máxima, denominada t_d , é adotado igual ao tempo de concentração da bacia. A chuva de projeto para a duração t_d é a obtida pela relação intensidade-duração-freqüência, a qual geralmente é expressa da seguinte forma:

$$i_m = \frac{a}{(t_d + C)^b} \quad (3.1)$$

Onde: i_m = intensidade média em mm/h

t_d = duração da chuva

a, b e c = constantes.

A altura de chuva para a duração t_d é, graficamente, mostrada na figura 3.2. Essa altura é expressa por P e é igual a:

$$P = i_m \cdot \frac{t_d}{60} \quad (3.2)$$

ou

$$P = \frac{t_d}{60} \cdot \int_0^{t_d} i \cdot dt \quad (3.3)$$

Onde: P = chuva total em mm

Substituindo-se a equação 3.1 em 3.2, tem-se que:

$$P = \frac{a}{(t_d + C)^b} \cdot \frac{t_d}{60} \quad (3.4)$$

Diferenciando a equação 3.3 com relação à t_d , tem-se:

$$\frac{dP}{dt_d} = \frac{i}{60} \quad (3.5)$$

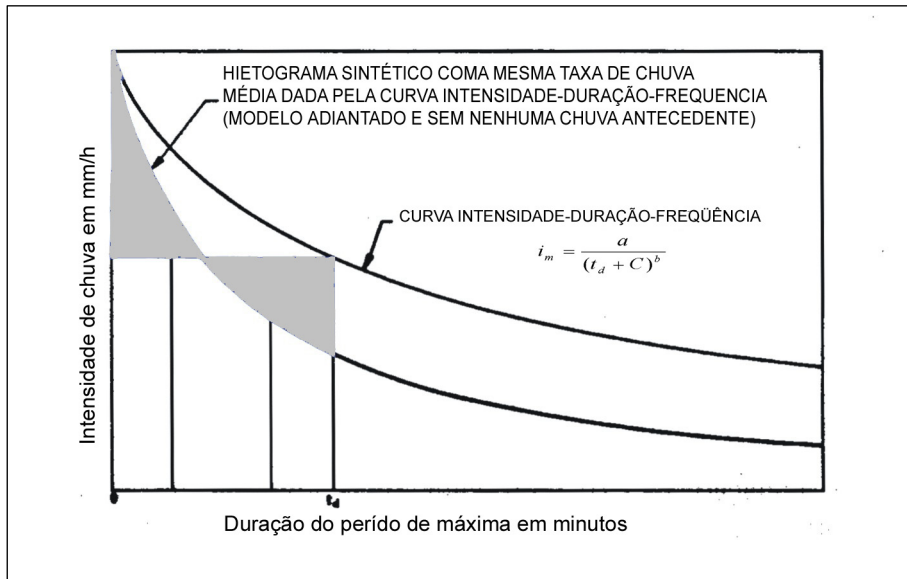
Diferenciando a equação 3.4 em relação à t_d , tem-se:

$$\frac{dP}{dt_d} = \frac{a}{60} \cdot \frac{[(1-b).t_d^b + c]}{(t_d + c)^{1+b}} \quad (3.6)$$

Combinando as equações 3.5 e 3.6:

$$i = \frac{a \cdot [(1-b).t_d + c]}{(t_d + c)^{1+b}} \quad (3.7)$$

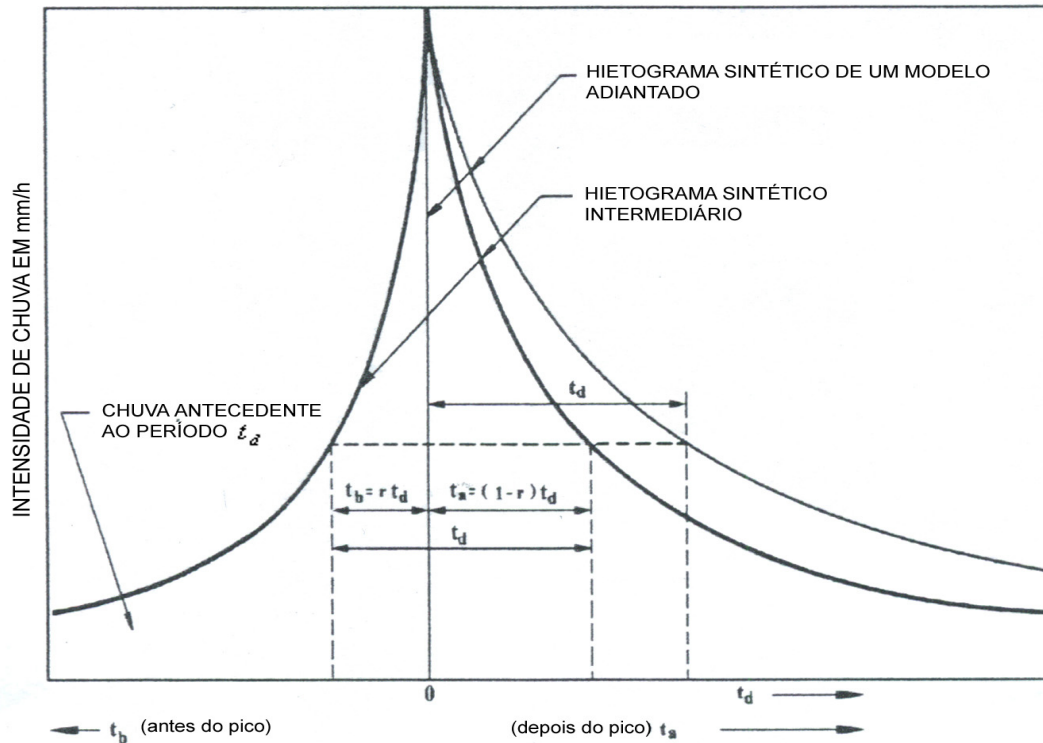
FIGURA 3.2: FATORES QUE CARACTERIZAM A DISTRIBUIÇÃO TEMPORAL SEGUNDO KEIFER E CHU [1957]



FONTE: TUCCI [1998]

A equação 3.7 representa o hietograma da chuva de projeto. Para tornar a equação 3.6 aplicável a um tipo de chuva intermediária, faz-se a seguinte adaptação: dentro do período de duração da chuva máxima, t_d , há a divisão entre o período que ocorre antes do pico da chuva e o que ocorre depois do pico. É introduzida a variável “r” para representar a duração que ocorre antes do momento mais intenso.

FIGURA 3.3: MODELO DE TORMENTA SINTÉTICO OBTIDO DA CURVA IDF



FONTE: TUCCI[1998]

Da figura 3.3 tem-se:

$$t_b = r.t_d \quad (3.8)$$

$$t_a = (1 - r).t_d \quad (3.9)$$

Onde: t_b = tempo anterior ao pico (min) t_a = tempo posterior ao pico (min) r = medida de avanço da tormentaResolvendo a equação 3.9 para t_d e substituindo na equação 3.7:

Antes do pico

$$i_b = \frac{a \cdot \left[(1 - b) \cdot \left(\frac{t_b}{r} \right) + c \right]}{\left[\left(\frac{t_b}{r} \right) + c \right]^{1+b}} \quad (3.10)$$

Depois do pico

$$i_a = \frac{a \cdot \left[(1-b) \cdot \left(\frac{t_a}{1-r} \right) + c \right]}{\left[\left(\frac{t_a}{1-r} \right) + c \right]^{1+b}} \quad (3.11)$$

onde: i_b = intensidade da chuva antes do pico (mm/h)

i_a = intensidade da chuva depois do pico (mm/h)

t_b = tempo anterior ao pico (min) medindo do pico para esquerda

t_a = tempo posterior ao pico (min) medindo do pico para a direita

r = coeficiente de avanço

O coeficiente de avanço pode ser estimado a partir da observação dos hietogramas reais.

3.3 MÓDULO 2: VAZÃO DE PROJETO – IPH II

O IPH II é um modelo de transformação precipitação-vazão que procura representar a parte do ciclo hidrológico entre a precipitação e a vazão e descreve a distribuição espacial da precipitação, as perdas por interceptação, evaporação, depressão do solo, o fluxo através do solo pela infiltração, percolação e água subterrânea, escoamento superficial, subsuperficial e no rio.

Este modelo apresenta grande aceitação no meio técnico-científico nacional e foi desenvolvido pelo IPH – Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, e foi escolhido devido à facilidade de

uso e a utilização de poucos parâmetros a serem calibrados.

A base principal do modelo IPH II é um algoritmo de separação do escoamento desenvolvido por BERTHELOT [1970], que utiliza a equação da continuidade em combinação com a equação de HORTON [1937] e uma função empírica para a percolação.

O IPH II é composto pelos seguintes algoritmos:

- perdas por evaporação e interceptação;
- separação dos escoamentos;
- propagação dos escoamentos superficial e subterrâneo; e
- otimização dos parâmetros (quando for de interesse do usuário).

O modelo é aplicável em bacias urbanas e rurais e pode ser utilizado para diferentes problemas em recursos hídricos, com um mínimo de parâmetros a serem estimados.

3.3.1 Algoritmo de perdas por evaporação e interceptação

O algoritmo de perdas por evaporação e interceptação utiliza o seguinte princípio: da precipitação que chega a superfície, parte é evaporada, parte é retida por interceptação (representado por um reservatório de capacidade R_t – figura 3.4). A evaporação potencial é retirada da precipitação quando for inferior a esta e, em caso contrário, a evaporação potencial não satisfeita é atendida pelo reservatório de interceptação (cobertura vegetal e depressões). Quando este último reservatório está totalmente esgotado, o déficit de evaporação potencial passa a ser atendido pela água contida no solo – figura 3.5, pela relação linear conforme a Equação 3.12:

$$ES(t) = \frac{EP(t) \cdot S(t)}{S_{máx}} \quad (3.12)$$

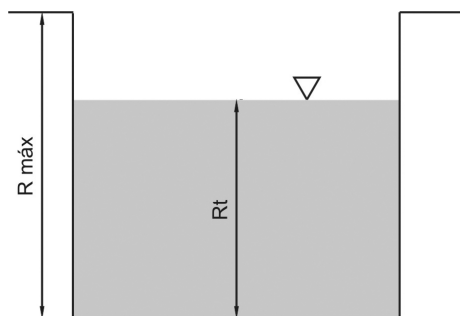
onde: $ES(t)$ = evaporação do solo no tempo t ;

$EP(t)$ = evaporação potencial no tempo t ;

$S(t)$ = umidade do solo no tempo t ;

$S_{m\acute{a}x}$ = teor máximo de umidade do solo.

FIGURA 3.4: RESERVATÓRIO DE PERDAS POR INTERCEPTAÇÃO E DEPRESSÕES NO SOLO.

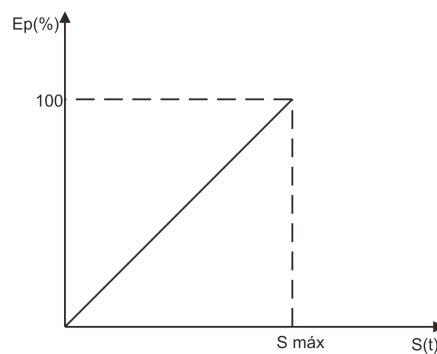


FONTE: TUCCI [1998]

Quando a precipitação é maior que a evaporação potencial, a diferença é retida por interceptação até que sua capacidade máxima seja satisfeita.

A precipitação restante é utilizada no algoritmo de separação dos escoamentos para o cálculo dos volumes superficial e percolado. Uma parte da precipitação resultante, devido às áreas impermeáveis, é escoada superficialmente. O parâmetro utilizado para definir a porcentagem de área impermeável na bacia é representado por IMP (valor na escala entre 0 e 1).

FIGURA 3.5: RELAÇÃO ENTRE EVAPOTRANSPIRAÇÃO POTENCIAL E UMIDADE DO SOLO



FONTE: TUCCI [1998]

separação dos escoamentos

Da parcela que precipita sobre as áreas permeáveis é necessário estabelecer qual volume infiltra e qual gera escoamento superficial.

Considere a camada superior do solo que pode ou não estar saturada. Se $S(t)$ é o estado de umidade dessa camada, $I(t)$ a infiltração e $T(t)$ a percolação no tempo t , a equação da continuidade fica:

$$\frac{dS}{dt} = I(t) - T(t) \quad (3.13)$$

A infiltração pode ser obtida pela equação de Horton:

$$I(t) = I_b + (I_0 - I_b)h^t \quad (3.14)$$

A percolação é modelada a partir da expressão (3.15)

$$T(t) = I_b(1 - h^t) \quad (3.15)$$

onde: I_b = capacidade de infiltração quando o solo está saturado

I_0 = capacidade de infiltração no solo quando a umidade é S_0 ($t = 0$)

$$h = e^{-k}$$

k = parâmetro que caracteriza o decaimento da curva exponencial de infiltração e depende das características do solo

Substituindo as equações 3.14 e 3.15 em 3.13 e integrando do intervalo $t = 0$ até t , tem-se:

$$S = S_0 + \frac{I_0}{\ln h} (h^t - 1) \quad (3.16)$$

onde: S_0 = capacidade de campo, ou seja, o estado de umidade do solo

quando inicia a percolação.

Para se obter as relações entre o armazenamento com a infiltração e a percolação, isola-se o termo h^t nas equações 3.14 e 3.15 e substitui na equação 3.13:

$$S(t) = ai + bi.T(t) \quad (3.17)$$

$$S(t) = bt.T(t) \quad (3.18)$$

onde:

$$ai = \frac{-I_0^2}{\ln h(I_0 - Ib)} \quad bi = \frac{I_0}{\ln h(I_0 - Ib)} \quad bt = \frac{-I_0}{\ln h(Ib)}$$

Estabelecidas essas equações, é possível definir os procedimentos de cálculo do algoritmo:

a) situação 1: $P(t) > I(t)$ – a precipitação é maior que a capacidade de infiltração

Nesta situação a equação de Horton (3.14) pode ser utilizada. O volume infiltrado é a integral, no intervalo de tempo $[0, \Delta t]$ da equação de Horton:

$$Vi = Ib\Delta t + \frac{Io - Ib}{\ln h}(h^{\Delta t} - 1) \quad (3.19)$$

O volume de escoamento superficial é:

$$Ve = P.\Delta t - Vi \quad (3.20)$$

O volume percolado é obtido

$$Vp = S(t) - S(t+1) + Vi \quad (3.21)$$

O armazenamento $S(t+1)$ é obtido da equação 3.17 a partir $I(t+1)$, que é calculado pela equação de Horton (3.14).

b) situação 2: $P(t) < I(t)$ – a precipitação é menor que a capacidade de infiltração

- 2a: $P(t) < I(t+1)$

Considerando que todo o volume infiltra, a infiltração é substituída pela

precipitação na equação da continuidade. Na sua forma discretizada fica:

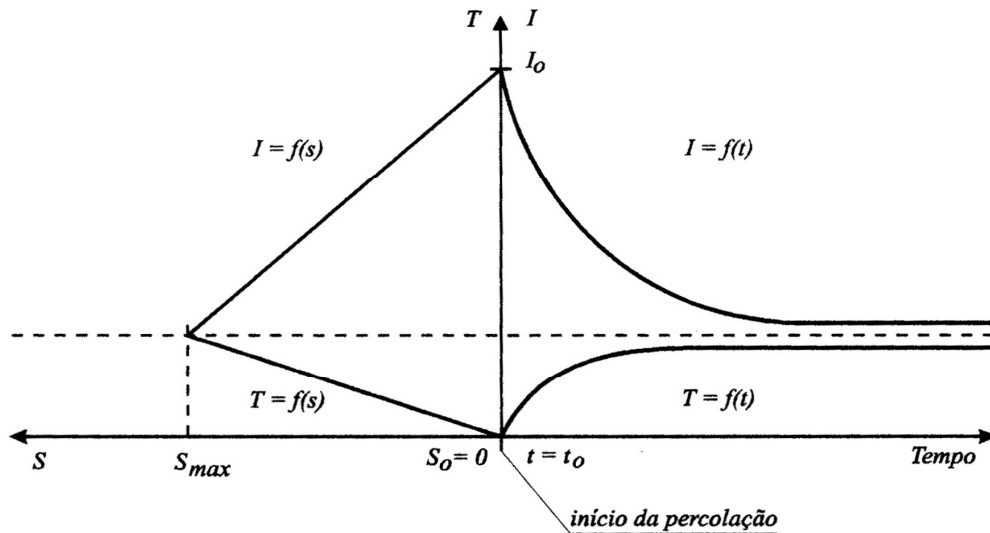
$$S(t+1) = S(t) + P\Delta t - \frac{[T(t) + T(t+1)]\Delta t}{2} \quad (3.22)$$

Substituindo a relação entre armazenamento e percolação, a equação 3.18 na expressão 3.22, resulta:

$$S(t+1) = \frac{S(t) \cdot (2 - \Delta t / bt) + 2\Delta t P}{2 + \Delta t / bt} \quad (3.23)$$

Com base na equação 3.17 é possível determinar $I(t+1)$ com base em $S(t+1)$ e verificar se a premissa acima é verdadeira. Se verdadeira não haverá escoamento superficial e $V_e = 0$, enquanto que V_p pode ser determinado pela equação 3.21.

FIGURA 3.6: REPRESENTAÇÃO GRÁFICA DAS FUNÇÕES DO ALGORITMO DE INFILTRAÇÃO



FONTE: MINE[1998]

$$- 2b: P(t) > I(t+1)$$

Após o cálculo da capacidade de infiltração verifica-se que dentro do intervalo a curva de infiltração cruza a da precipitação criando duas situações diferentes. Para encontrar o ponto I_x na figura 3.8, divide-se o intervalo em dois. No primeiro a equação da continuidade tem como entrada toda a precipitação utilizada

na equação 3.22. Nesta equação o intervalo de tempo é Δtx . No ponto I_x , $I=P$. Utilizando esses elementos a equação fica:

$$\Delta tx = \frac{2bt[S(x) - S(t)]}{2btP - S(x) - S(t)} \quad (3.24)$$

Conhecidos os intervalos $[0, \Delta tx]$ e $[\Delta tx, \Delta t - \Delta tx]$, o primeiro é tratado como o caso 1 e o segundo como caso 2a.

3.3.3 Algoritmo de propagação superficial

No algoritmo de propagação superficial e subterrânea a propagação do volume superficial é calculada com base no modelo CLARK (1945) que utiliza o histograma tempo-área (HTA) para representar o efeito da translação.

$$P(t) = \sum_{i=1}^t V_e(t-i+1) \cdot f_i \quad (3.25)$$

onde: $P(t)$ = precipitação efetiva;

V_e = volume de escoamento superficial;

f_i = ordenada do histograma tempo-área.

O histograma tempo-área pode ser determinado através do conhecimento detalhado da bacia hidrográfica. Quando não existem informações suficientes para tanto, pode-se utilizar o histograma tempo-área sintético, que é obtido admitindo-se que o tempo de percurso é proporcional à distância do ponto em estudo à seção principal. Considera-se a área de contribuição relacionada ao tempo de percurso pela seguintes equações:

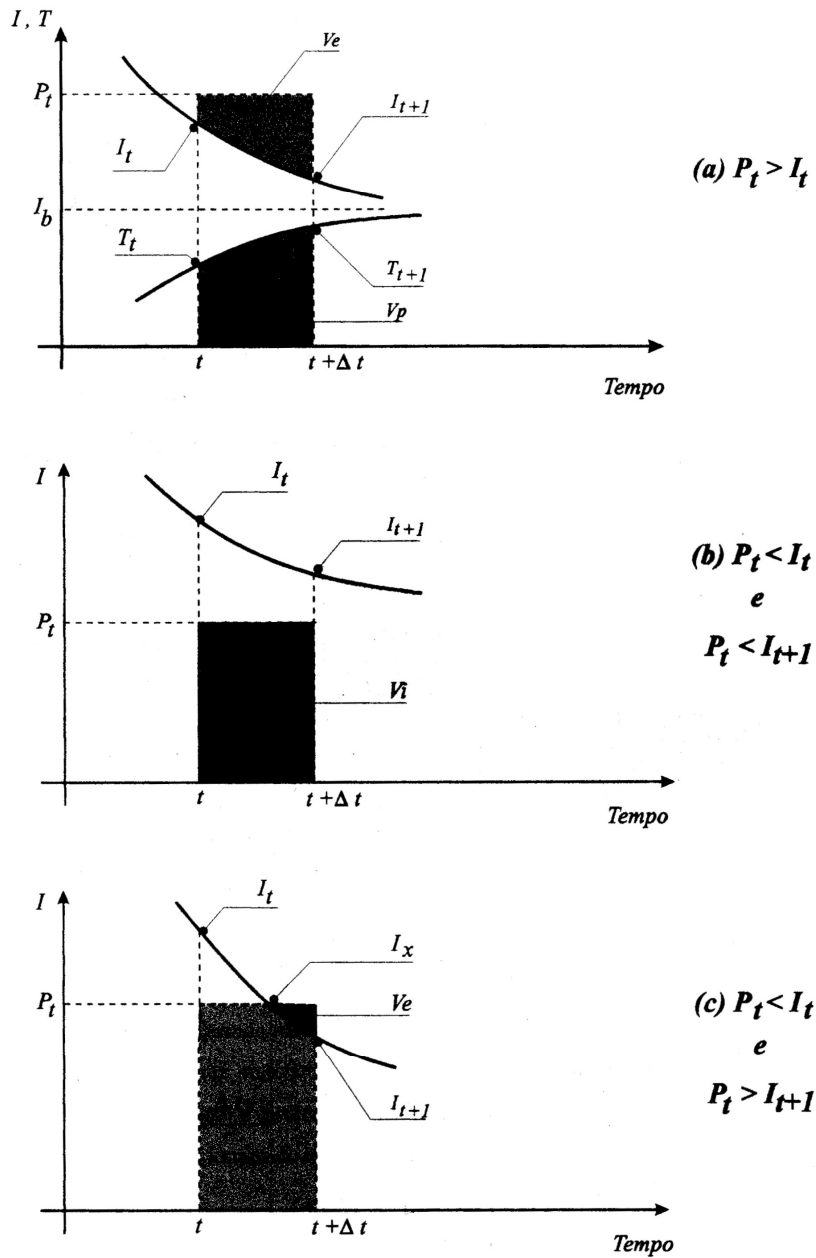
$$\begin{aligned} A_c &= a \cdot T^n \quad (p / 0 < T < 0,5) \\ A_c &= 1 - a \cdot (1 - T)^n \quad (p / 0,5 < T < 1) \end{aligned} \quad (3.26)$$

onde: A_c = área acumulada pela área total;

T = tempo em unidades do tempo de concentração;

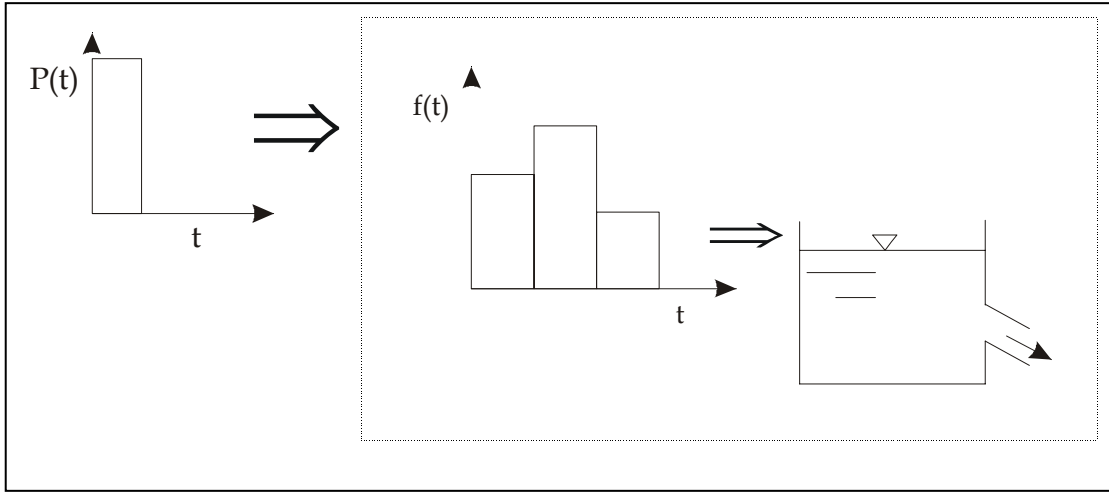
n = coeficiente que varia com a forma da bacia.

FIGURA 3.7: SITUAÇÕES CONTEMPLADAS NO ALGORITMO DE INFILTRAÇÃO



FONTE: MINE [1998]

FIGURA 3.8: MODELO CLARK



FONTE: TUCCI [1998]

Para levar em conta o efeito do armazenamento, o hidrograma resultante do uso do histograma tempo-área é simulado através de um reservatório linear simples, conforme a equação:

$$Q_{sup}(t) = Q_{sup}(t-1) \cdot e^{\frac{-\Delta t}{K_{sup}}} + P_t \cdot (1 - e^{\frac{-\Delta t}{K_{sup}}}) \quad (3.27)$$

onde: Q_{sup} = vazão de escoamento superficial;

K_{sup} = coeficiente de recessão do escoamento superficial;

P_t = precipitação efetiva.

A propagação do escoamento subterrâneo é calculada pela equação 3.27 com parâmetro K_{sub} (coeficiente de recessão) sendo que, neste caso, a entrada para o aquífero é o volume percolado V_p utilizado na equação em substituição a P_t .

Quando V_p é muito pequeno, a equação 3.27 converge para a equação de depleção do escoamento no subsolo:

$$Q_{sub}(t) = Q_{sub}(t-1) \cdot e^{\frac{-\Delta t}{K_{sub}}} \quad (3.28)$$

onde: Q_{sub} = vazão de escoamento subterrâneo;

K_{sub} = coeficiente de recessão do escoamento subterrâneo;

P_t = precipitação efetiva.

Os parâmetros a serem utilizados para calibração do modelo IPH II estão na tabela 3.1.

TABELA 3.1: PARÂMETROS DO MODELO

Abreviatura	Descrição
$R_{m\acute{a}x}$	Capacidade máxima do reservatório de interceptção (mm)
I_o	Capacidade de infiltração para $t = 0$ (mm.h^{-1})
I_b	Capacidade de infiltração mínima (mm.h^{-1})
h	Parâmetro empírico função do tipo de solo (adimensional)
K_{sup}	Coeficiente de recessão do escoamento superficial (h)
K_{sub}	Coeficiente de recessão do escoamento subterrâneo (h)
t_c	Tempo de concentração (h)
IMP	Taxa de impermeabilização da bacia (%)

Para iniciar o modelo é necessário informar os valor de $S(t)$, $Q_{sub}(t)$ e $Q_{sup}(t)$ para o início do intervalo ($t=0$). Considerando que a bacia está em estiagem e o escoamento superficial não existe, $Q_s = 0$ e $Q_{sub} = Q_{obs}$, onde Q_{obs} é a vazão observada no início da simulação. Q_{obs} é conhecida no período de ajuste. Para outros intervalos pode-se informar o valor inicial desejável para simular o hidrograma.

Ainda dentro da consideração de estiagem pode-se admitir que o fluxo subterrâneo e da camada superior do solo esteja em regime permanente e $T = 0$.

3.4 MÓDULO 3: NÍVEIS DE INUNDAÇÃO – HEC-RAS

O HEC-RAS é um sistema integrado de *softwares*, desenvolvido para o uso interativo em um ambiente de várias tarefas e vários usuários. O sistema é compreendido de uma interface gráfica para usuários, componentes de análise de

separação hidráulica, dados de armazenamento e capacidade de gerenciamentos de gráficos e relatórios.

O programa foi desenvolvido para cálculos hidráulicos unidimensionais para uma rede de canais naturais ou artificiais. A seguir são descritas as principais capacidades do programa.

3.4.1 Níveis de superfície da água para escoamento permanente

Este componente do sistema de modelagem tem a função de calcular os níveis de superfície da água para um escoamento gradualmente variado. O sistema suporta uma rede completa de canais, um sistema dentrítico, ou um único rio. O componente é capaz de modelar regimes de escoamento subcrítico, supercrítico ou regimes mistos. O procedimento computacional é baseado na solução da equação da unidimensional energia.

As perdas de carga são calculadas pela equação de Manning. A equação da quantidade de movimento é utilizada em situações onde os níveis da superfície da água variam rapidamente. Essas situações incluem regimes mistos (ressaltos hidráulicos), pontes, e avaliação dos níveis nas confluências de rios.

Os efeitos das várias obstruções como pontes, bueiros, represas e estruturas nas planícies de inundação podem ser considerados nos cálculos. O sistema de escoamento permanente foi projetado para aplicação no gerenciamento de planícies de inundação e análise de risco de inundações. Também permite avaliar as mudanças no nível da superfície da água devido a mudanças de declividade nos canais, diques e cobertura de gelo.

3.4.2 Método para os cálculos de escoamento unidimensional no HEC-RAS

Este item descreve a base teórica para os cálculos dos níveis da água para

escoamento unidimensional permanente.

O HEC-RAS é capaz de calcular o escoamento permanente gradualmente variado em canais naturais ou artificiais e os regimes subcrítico, supercrítico, misto podem ser analisados.

a) Equações para o cálculo dos níveis

Os níveis de superfície da água são calculados de uma seção transversal para outra resolvendo a equação da energia com procedimentos iterativos chamados de *Standart Step Method* (CHOW, 1959). A equação da energia é escrita como se segue:

$$WS_2 + \frac{\alpha_2 \cdot V_2^2}{2 \cdot g} = WS_1 + \frac{\alpha_1 \cdot V_1^2}{2 \cdot g} + h_e \quad (3.29)$$

Onde: WS_1 e WS_2 = nível da água nas seções transversais 1 e 2, respectivamente

V_1 e V_2 = velocidades médias (vazão total/área total de escoamento)

α_1 e α_2 = coeficientes de correção da energia cinética

g = aceleração da gravidade

h_e = perda de carga

O diagrama mostrando os termos da equação de energia é mostrado na figura 3.9.

As perdas de carga entre duas seções transversais abrangem as perdas contínuas pela ação das tensões tangenciais e perdas por expansão ou contração devidas a separações no escoamento. A equação para a perda de carga é a seguinte:

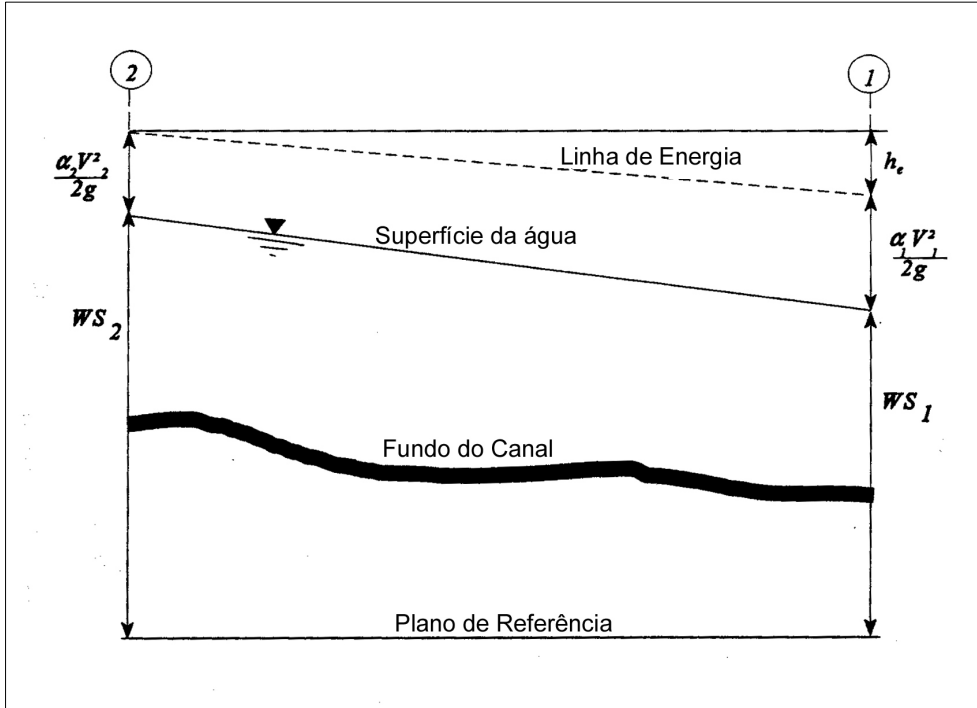
$$h_e = L \overline{S_f} + C \left| \frac{\alpha_2 \cdot V_2^2}{2 \cdot g} - \frac{\alpha_1 \cdot V_1^2}{2 \cdot g} \right| \quad (3.30)$$

Onde: L = comprimento médio do trecho

\bar{S}_f = declividade da linha de energia entre duas seções

C = coeficiente de perda localizada por expansão e contração

FIGURA 3.9: REPRESENTAÇÃO DOS TERMOS DA EQUAÇÃO DA ENERGIA



FONTE: HEC[1995]

A distância L é calculada como mostrado abaixo:

$$L = \frac{L_{lob} \cdot \bar{Q}_{lob} + L_{ch} \cdot \bar{Q}_{ch} + L_{rob} \cdot \bar{Q}_{rob}}{\bar{Q}_{lob} + \bar{Q}_{ch} + \bar{Q}_{rob}} \quad (3.31)$$

Onde: L_{lob} , L_{ch} , L_{rob} = comprimentos entre as seções transversais para o escoamento na planície de inundação esquerda, no eixo do canal e na planície de inundação direita, respectivamente.

\bar{Q}_{lob} , \bar{Q}_{ch} , \bar{Q}_{rob} = média aritmética das vazões entre as seções para a margem esquerda, o canal e margem direita, respectivamente.

- Subdivisão das seções transversais para cálculo da capacidade de condução (*conveyance*)

A determinação da *conveyance* total e o coeficiente de correção da energia cinética para uma seção transversal requerem que o escoamento seja subdividido em unidades para as quais a velocidade seja uniformemente distribuída. A simplificação usada no HEC-RAS é subdividir o escoamento em subseções correspondentes a distintos valores do coeficiente de rugosidade onde se supõe distribuição uniforme de velocidade (método das seções compostas). A figura 3.11 ilustra a divisão em subseções. A *conveyance* é calculada dentro de cada subdivisão pela equação de Manning:

$$K = \frac{1,486}{n} . A . R^{2/3} \quad (3.32)$$

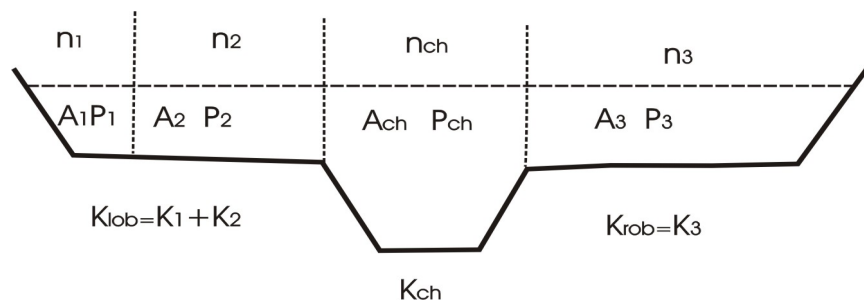
onde: K = *conveyance* para a subdivisão

n = coeficiente de rugosidade de Manning para a subdivisão

A = área de escoamento para a subdivisão

R = raio hidráulico para a subdivisão (área/perímetro molhado)

FIGURA 3.10: SUBDIVISÃO DA SEÇÃO PARA O CÁLCULO DA CONVEYANCE



FONTE: HEC [1995]

O programa soma todas as *conveyances* parciais para obter a *conveyance total* partindo da margem esquerda para a margem direita. O canal principal

geralmente constitui uma subseção única para o cálculo da *conveyance*. A *conveyance* total para a seção é obtida somando-se as *conveyances* das margens e do canal.

Um método alternativo disponível no HEC-RAS é calcular a *conveyances* parciais da planícies de inundação entre cada ponto de coordenadas na seção. As *conveyances* são somadas para se obter os valores totais tanto na planície direita quanto na esquerda.

Os dois métodos de cálculo, em geral, produzirão diferentes respostas, a não ser quando as planícies têm seções de fundo plano com declividades verticais significativas. Em geral o primeiro método de cálculo irá fornecer uma *conveyance* inferior para a mesma elevação de superfície livre do escoamento.

- Coeficientes de correção da energia cinética

O coeficiente corretor de energia cinética, também denominado coeficiente de Coriolis é calculado baseado numa distribuição uniforme por partes em três subseções de escoamento: planícies de inundação direita e esquerda e canal principal. É obtido da seguinte equação

$$\alpha = \frac{(A_t)^2 \cdot \left[\frac{(K_{lob})^3}{(A_{lob})^2} + \frac{(K_{ch})^3}{(A_{ch})^2} + \frac{(K_{rob})^3}{(A_{rob})^2} \right]}{(K_t)^3} \quad (3.33)$$

Onde: A_t = área total de escoamento da seção transversal

A_{lob} , A_{ch} , A_{rob} = áreas de escoamento para a planície esquerda, canal e planície direita, respectivamente.

K_t = *conveyance* total da seção transversal

K_{lob} , K_{ch} , K_{rob} = *conveyance* da planície esquerda, do canal e da planície direita, respectivamente.

- Avaliação da perda por resistência ao escoamento

A perda de carga é analisada no HEC-RAS como produto da declividade da linha de energia e do comprimento do canal. A declividade da linha de energia é calculada pela equação de Manning como se segue:

$$S_f = \left(\frac{Q}{K} \right)^2 \quad (3.34)$$

As expressões alternativas para representação da declividade de atrito no HEC-RAS são as seguintes:

Equação da *conveyance* média:

$$\bar{S}_f = \left(\frac{Q_1 + Q_2}{K_1 + K_2} \right)^2 \quad (3.35)$$

Equação da declividade de média

$$\bar{S}_f = \frac{S_{f1} + S_{f2}}{2} \quad (3.36)$$

Equação da declividade geométrica média

$$\bar{S}_f = \sqrt{S_{f1} S_{f2}} \quad (3.37)$$

Equação da declividade média harmônica

$$\bar{S}_f = \frac{2 \cdot S_{f1} \cdot S_{f2}}{S_{f1} + S_{f2}} \quad (3.38)$$

A equação 3.35 é a equação padrão usada pelo programa, ou seja, é utilizada automaticamente, a menos que uma equação diferente seja solicitada. O programa também tem a opção de selecionar as equações dependendo do regime de escoamento e do tipo de nível.

- Avaliação das perdas por contração ou expansão

As perdas por contração e expansão são avaliadas no HEC-RAS pela equação abaixo:

$$h_0 = C \left| \alpha_1 \cdot \frac{V_1}{2 \cdot g} - \alpha_2 \cdot \frac{V_2}{2 \cdot g} \right| \quad (3.39)$$

O programa assume que existe uma contração sempre que a velocidade de jusante é maior do que a velocidade de montante, e caso contrário assume que está ocorrendo uma expansão do escoamento. Valores típicos recomendados para o coeficiente que representa a expansão ou a contração ocorrida no escoamento C são mostrados na tabela 3.2.

TABELA 3.2: COEFICIENTES DE EXPANSÃO E CONTRAÇÃO

	Contração	Expansão
Nenhuma perda por transição calculada	0.0	0.0
Transições graduais	0.1	0.3
Seções de pontes típicas	0.3	0.5
Transições abruptas	0.6	0.8

FONTE: HEC [1995]

3.4.3 Procedimentos computacionais

A elevação desconhecida dos níveis da água na seção transversal é determinada por uma solução iterativa das equações 3.29 e 3.30. O procedimento computacional é mostrado abaixo:

- O programa arbitra uma cota para a superfície da água na seção transversal de montante (ou na seção transversal de jusante se estiver sendo calculado em regime supercrítico);
- baseado nesta cota, determina a *conveyance* e a velocidade;

- c) com os valores do passo (b), calcula a declividade média da linha de energia e resolve equação 3.30;
- d) com os valores dos passos (b) e (c), resolve equação 3.29 para WS_2 ;
- e) comparando os resultados de WS_2 com os valores assumidos no passo (a); repete os passos até o passo (e) até que os valores coincidam de acordo uma tolerância definida.

3.4.4 Determinação da profundidade crítica

A profundidade crítica para uma seção transversal será determinada se qualquer uma das condições abaixo acontecer:

- a) o regime supercrítico foi especificado;
- b) o cálculo da profundidade crítica foi requisitado pelo usuário;
- c) existe uma condição de controle hidráulico na seção transversal e a profundidade crítica deve ser determinada para garantir que o usuário colocou essa condição de contorno no regime correto;
- d) para que se possa efetuar a checagem do número de Froude é necessário determinar a profundidade ;
- e) o programa não pode balancear a equação de energia dentro da tolerância especificada antes de atingir o número máximo de iterações.

A energia específica para a seção transversal definido como:

$$E = h + \frac{\alpha V^2}{2g} \quad (3.40)$$

onde: E = energia específica

h = profundidade na seção

Assim, a energia específica é a altura do plano de carga (linha de energia)

acima do fundo do canal. Substituindo a velocidade em função da vazão e da área resulta em:

$$E = h + \frac{\alpha Q^2}{2gA^2} \quad (3.41)$$

A expressão 3.41 apresenta um valor mínimo para:

$$\frac{dE}{dh} = 1 - \frac{\alpha Q^2}{gA^3} \frac{dA}{dh} = 0 \quad (3.42)$$

Sendo $\frac{dA}{dh} = b$ (largura da superfície), resulta para a condição de mínimo:

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{A^3}{b} \quad (3.43)$$

A profundidade que corresponde à solução da equação 3.43 é denominada profundidade crítica e o escoamento é dito crítico. Escoamentos com profundidades menores são chamados de supercríticos ou torrenciais e aqueles com profundidades superiores são subcríticos ou fluviais.

Toda seção onde o escoamento é crítico constitui-se num controle hidráulico, ou seja, determina os níveis de água a montante para escoamento subcríticos e para jusante para escoamento supercríticos.

A solução para a equação 3.43 é feita em geral por métodos numéricos, já que a grandeza $\frac{A^3}{b}$ é em geral uma função complexa da profundidade.

O HEC-RAS utiliza para calcular a profundidade crítica: o método parabólico e o método da secante. O método parabólico é mais rápido, mas pode não convergir. Se o método parabólico foi testado e não convergiu, então o programa irá automaticamente tentar o método da secante.

Em certas situações é possível ter mais do que um valor mínimo relativo na curva de energia. Múltiplos mínimos são geralmente associados com seções transversais apresentam a função $A^3/b=f(h)$ não monotonicamente crescente. Isto pode ocorrer em locais muito planos, assim como em seções transversais com diques e áreas não efetivas de escoamento. Quando o método parabólico é utilizado numa seção transversal onde existem múltiplos mínimos na curva de energia específica, o método irá convergir no primeiro mínimo que localizar. Essa aproximação pode levar a estimativas incorretas da profundidade crítica se o usuário pensar que o programa localizou profundidades críticas incorretas então o método da secante deverá ser selecionado e o modelo deverá ser simulado novamente.

O método parabólico envolve a determinação de valores da energia específica para três valores de WS que são espaçados em intervalos iguais. O WS correspondente ao valor mínimo, definido por uma parábola que passa através dos três pontos, é utilizado como base para o próximo valor de WS. Assume-se que a profundidade crítica tenha sido obtida quando mudando a profundidade da água de uma interação para a próxima que a energia não diminuiu ou aumentou mais do que 0,003m.

O método da secante cria uma tabela de níveis da água pela energia, separando a seção transversal em trinta intervalos. O programa procura nessa tabela a localização dos mínimos. Quando um ponto na tabela é encontrado tal que a energia da superfície de água imediatamente acima e imediatamente abaixo são maiores do que energia para a superfície da água dada, então a localização de um mínimo foi feita. O programa irá procurar o local de mínimo utilizando a projeção do “método da declividade secante”. O programa irá iteragir no local no mínimo trinta vezes ou até que a profundidade crítica tenha sido contornada pelo erro crítico de tolerância. Depois do local do mínimo ter sido determinado mais precisamente, o programa irá continuar procurando na tabela para verificar se há algum outro lugar

de mínimo. O programa pode localizar três locais de mínimos na curva de energia. Se mais do que um local de mínimo foi encontrado, o programa determina a profundidade crítica igual àquela com a energia mínima. Se este local é atribuído a uma quebra na curva de energia causada por um dique ou por uma área não efetiva de escoamento, então o programa irá selecionar o próximo mínimo mais baixo na curva de energia. Se em todos os locais estiverem ocorrendo quebras na curva de energia, então o programa selecionará a profundidade crítica para a energia mais baixa. Se nenhum mínimo foi localizado então o programa irá usar a profundidade da superfície de água como a última energia. Se a profundidade crítica for encontrada no topo da seção transversal, então esta não é provavelmente a profundidade crítica real. Por esta razão, o programa irá duplicar a altura da seção transversal e tentar novamente. A duplicação da altura da seção transversal é feita estendendo a seção verticalmente no primeiro e no último ponto da seção. A altura da seção transversal pode ser duplicada cinco vezes antes do programa desistir da procura.

a) Aplicações da Equação da quantidade de movimento linear

Sempre que a linha da água passar pela profundidade crítica, a equação da energia não é considerada aplicável. A equação de energia somente é aplicável para simulações de escoamento gradualmente variado, e a transição do supercrítico para subcrítico é uma situação de escoamento variando rapidamente. Há diversas situações onde a transição do supercrítico para o subcrítico pode ocorrer. Isto inclui mudanças significativas na declividade do canal, soleiras, estreitamentos, pontes, estruturas de represas, e a junção de escoamentos. Em alguma dessas situações, equações empíricas podem ser utilizadas, enquanto em outras é necessário aplicar a equação da quantidade de movimento para se obter uma resposta.

Dentro do HEC-RAS, a equação da quantidade de movimento pode ser aplicada para os seguintes problemas específicos:

- a) ocorrência de ressaltos hidráulicos;
- b) escoamento hidráulico em pontes;
- c) junções de rios e canais.

A equação da quantidade de movimento é derivada da segunda lei de Newton:

Força = massa x aceleração

$$\sum F = m.a \quad (3.44)$$

Aplicando a segunda lei de Newton a um volume de controle entre duas seções transversais nas localizações 1 e 2 (figura 3.11), resulta a seguinte expressão:

$$P_1 - P_2 + W_x - F_f = Q \cdot \rho \cdot \Delta V_x \quad (3.45)$$

Onde: P = força da pressão hidrostática nos locais 1 e 2

W_x = Força devido ao peso da água na direção X

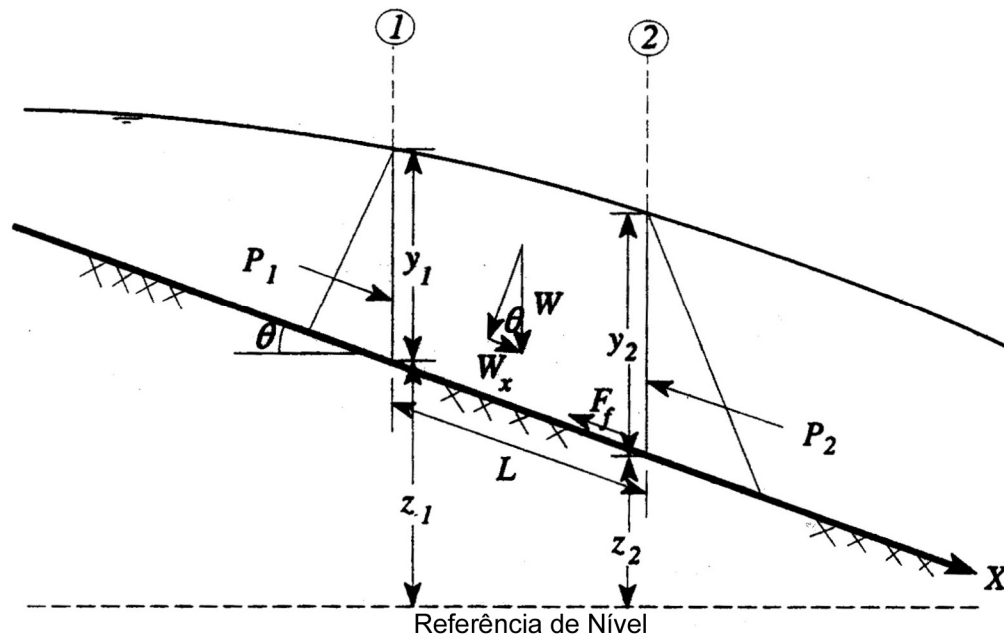
F_f = Força devido a perdas externas por atrito de 1 para 2

Q = vazão

ρ = Densidade da água

ΔV_x = Mudança na velocidade de 1 para 2, na direção X

FIGURA 3.11: APLICAÇÃO DO PRINCÍPIO DA QUANTIDADE DE MOVIMENTO



FONTE HEC[1995]

- Forças hidrostáticas de pressão:

A força na direção X devida à pressão hidrostática é:

$$P = \gamma \cdot A \cdot \bar{Y} \cdot \cos \theta \quad (3.46)$$

A hipótese de que a distribuição hidrostática pressão somente é válida para declividades menores do que 1:10 e linhas de corrente essencialmente retilíneas. O $\cos \theta$ para declividade de 1:10 (aproximadamente 6°) e é igual a 0,995. Devido ao fato da declividade em canais comuns ser bem menor do que 1:10, então a correção do $\cos \theta$ para a profundidade pode ser negligenciada (CHOW, 1959). Portanto, as equações para a força da pressão hidrostáticas nas seções 1 e 2 são as seguintes:

$$P_1 = \gamma \cdot A_1 \cdot \bar{Y}_1 \quad (3.47)$$

$$P_2 = \gamma \cdot A_2 \cdot \bar{Y}_2 \quad (3.48)$$

onde: γ = unidade de peso da água

A_i = área molhada da seção transversal

\bar{Y}_2 = Profundidade medida da superfície da água ao centróide da área da seção transversal.

- Força do peso da água:

peso da água = (peso específico da água) x (volume de água)

$$W = \gamma \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) . L \quad (3.49)$$

$$W_x = W . \sin \theta \quad (3.50)$$

$$\sin \theta = \frac{z_1 - z_2}{L} = S_0 \quad (3.51)$$

$$W_x = \gamma \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) . L . S_0 \quad (3.52)$$

Onde: L = distância entre as seções 1 e 2 ao longo do eixo X

S_0 = Declividade do canal, baseada nas elevações médias do leito

z_i = elevação média do leito nas localizações 1 e 2

- Força de resistência ao escoamento externo

$$F_f = \tau . \bar{P} . L \quad (3.53)$$

onde: τ = tensão tangencial

\bar{P} = perímetro molhado médio entre as seções 1 e 2

$$\tau = \gamma . \bar{R} . \bar{S}_f \quad (3.54)$$

onde: \bar{R} = Raio hidráulico médio ($R = A/P$)

\bar{S}_f = Declividade da linha de energia (declividade de atrito)

$$F_f = \gamma \cdot \frac{\overline{A}}{\overline{P}} \cdot \overline{S}_f \cdot \overline{P} \cdot L \quad (3.55)$$

$$F_f = \gamma \cdot \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) \overline{S}_f \cdot L \quad (3.56)$$

- Aceleração da massa

$$m \cdot a = Q \cdot \rho \cdot \Delta V_x \quad (3.57)$$

$$\rho = \frac{\gamma}{g} \quad e \quad \Delta V_x = \beta_2 \cdot V_2 - \beta_1 \cdot V_1 \quad (3.58)$$

$$m \cdot a = \frac{Q \cdot \gamma}{g} (\beta_2 \cdot V_2 - \beta_1 \cdot V_1) \quad (3.59)$$

onde: β = coeficiente de momento que leva em consideração a variação da distribuição da velocidade em canais irregulares.

Substituindo na equação 3.45 e assumindo que Q pode variar de 1 para 2:

$$\gamma \cdot A_1 \cdot \overline{Y}_1 - \gamma \cdot A_2 \cdot \overline{Y}_2 + \gamma \cdot \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) L \cdot S_0 - \gamma \cdot \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) L \cdot \overline{S}_f = \frac{Q_2 \cdot \gamma}{g} \beta_2 \cdot V_2 - \frac{Q_1 \cdot \gamma}{g} \beta_1 \cdot V_1 \quad (3.60)$$

$$\frac{Q_1 \cdot \beta_1 \cdot V_1}{g} + A_1 \cdot \overline{Y}_1 + \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) L \cdot S_0 - \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) L \cdot \overline{S}_f = \frac{Q_2 \cdot \beta_2 \cdot V_2}{g} + A_2 \cdot \overline{Y}_2 \quad (3.61)$$

$$\frac{Q_1^2 \cdot \beta_1}{g \cdot A_1} + A_1 \cdot \overline{Y}_1 + \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) L \cdot S_0 - \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) L \cdot \overline{S}_f = \frac{Q_2^2 \cdot \beta_2}{g \cdot A_2} + A_2 \cdot \overline{Y}_2 \quad (3.62)$$

A equação 3.62 é a forma funcional da equação da quantidade de movimento que é usada no programa.

3.4.5 Limitações do programa

As seguintes hipóteses afirmativas estão implícitas nas expressões analíticas utilizadas na versão do programa utilizada neste estudo:

a) o escoamento é permanente;

- b) o escoamento é gradualmente variado (exceto nas estruturas hidráulicas como: pontes, bueiros e represas. Nestas localizações, onde escoamento pode ser rapidamente variado, a equação da quantidade de movimento é utilizada);
- c) o escoamento é unidimensional;
- d) os canais dos rios têm pequenas declividades, menores que o 10%.

O escoamento é assumido como permanente porque os termos que são dependentes do tempo não estão inclusos na equação da energia (equação 3.29). O escoamento é assumido como sendo gradualmente variado porque a equação 3.29 é baseada na premissa que a distribuição hidrostática da pressão existe em cada seção transversal. Nos locais onde o escoamento é rapidamente variado, o programa utiliza a equação da quantidade de movimento ou outra equação empírica. O escoamento é considerado unidimensional pois a equação 3.29 utiliza apenas a velocidade média na seção, assumida normal ao plano da seção transversal. O canal é de pequena declividade assumindo-se que o seno pode ser substituído pela tangente e o cosseno é negligenciado na equação 3.62.

O programa, atualmente, não tem capacidade de lidar com contornos móveis (i.e., transporte de sedimentos) e é necessário que as perdas de carga sejam representadas pela equação de Manning.

3.4.6 Dados básicos necessários

Os dados necessários para utilizar o HEC-RAS são divididos nas seguintes categorias: dados geométricos, hidráulicos e de escoamento.

a) Dados geométricos

Consiste em estabelecer o sistema topológico do rio, das seções

transversais, comprimento dos trechos, coeficientes de perda de energia (perdas por atrito, contração e expansão) e as informações sobre as junções dos canais. Estruturas hidráulicas também são consideradas nos dados geométricos.

- Esquema do sistema do rio

O sistema esquemático do rio é necessário para qualquer dado geométrico a ser inserido no sistema do HEC-RAS. Esse esquema define como os vários trechos do rio estão conectados e também estabelece uma convenção de nome para referência de todos os outros dados. Ele é desenvolvido desenhando os vários trechos do sistema dentro do editor de dados geométricos.

Para cada trecho do rio no esquema é dado um identificador único. Todos os outros dados inseridos serão referenciados a um tema específico do esquema.

A conectividade dos trechos é muito importante para o modelo entender como os cálculos devem ser precedidos de um trecho para outro. Junções somente podem ser estabelecidas nas localizações aonde dois ou mais canais chegam ou saem.

- Geometria da seção transversal

Este tipo de geometria é necessária para a análise de escoamento em canais naturais e são especificados as coordenadas de cada seção transversal e as distâncias entre elas. Essas seções são localizadas ao longo do canal e caracterizam a capacidade de escoamento do canal e suas planícies de inundação.

- Comprimento dos trechos

A medida das distâncias entre cada seção transversal é chamada de comprimento dos trechos. O comprimento dos trechos para a margem esquerda, margem direita e canal devem ser especificados no editor da seção transversal. O comprimento no canal é geralmente medido ao longo do talvegue. Geralmente esses três comprimentos têm o mesmo valor. Há casos em que irão diferir significativamente, como em curvas de rio ou quando o canal tem meandros.

Quando as distâncias entre as seções transversais do canal e as margens são diferentes, é determinado uma média ponderada utilizando como peso as vazões no canal principal, nas margens direita e esquerda de cada segmento.

A melhor maneira de se obter o n de Manning é calibrando o modelo de acordo com dados reais observados. Quando não se dispões de dados reais podem ser utilizados valores de acordo com canais similares ou valores obtidos na literatura.

- Dados de junção de canais

As junções de canais são definidas como as localizações onde dois ou mais canais se juntam ou se separam. Os dados de junção consistem nos comprimentos dos trechos ao longo da junção e os ângulos dos tributários (somente se a equação da quantidade de movimento é utilizada). Os comprimentos dos trechos ao longo da junção são inseridos no editor de dados de junção. Isto permite que confluências bastante complicadas possam ser representadas.

b) Dados hidráulicos

- Coeficientes de perda de energia.

Vários tipos de coeficientes de perda são utilizados pelo programa para avaliar a perda de energia:

- a) valores para o coeficiente de rugosidade de Manning para a perdas contínuas;
- b) contração e expansão para avaliar as perdas em transições; e
- c) coeficientes para perdas em pontes e bueiros relacionadas com o sua configuração de pilares e, escoamento com ou sem superfície livre condições de entrada e saída.

- Coeficiente de rugosidade de Manning (n)

A seleção do valor apropriado para este coeficiente é bastante significativa na confiabilidade dos dados calculados. O valor do n de Manning é bastante variável

e depende de um grande número de fatores, incluindo: rugosidade da superfície, vegetação, irregularidades do canal, alinhamento do canal, deposição, obstruções, tamanho e forma do canal, vazão, mudanças sazonais, temperatura, material suspenso e leito do canal.

c) Dados de escoamento

Os dados de escoamento são necessários para permitir o cálculo dos níveis da água. Consistem em: regimes de escoamento, condições de contorno e picos de vazão.

- Regime de escoamento

Os cálculos dos níveis começam em uma seção transversal, com condições conhecidas ou estimadas, em um processo de cálculo que progride de montante para cálculos de escoamento subcrítico ou para jusante no caso de escoamento supercrítico. Regimes subcríticos são restringidos à profundidade crítica ou acima, e perfis supercrítico são restringidos à profundidade abaixo da crítica. Nos casos onde o regime irá passar de subcrítico para supercrítico ou vice-versa, o programa deve ser rodado no modo de regime misto.

- Condições de contorno

As condições de contorno são necessárias para estabelecer a cota da superfície no fim do rio (jusante ou montante). Este dado é necessário para que o programa comece os cálculos. No regime subcrítico, as condições de contorno somente são necessárias no final do sistema. Se o regime é supercrítico então as condições de contorno necessárias são as de montante. Se o regime é misto então as duas condições devem ser inseridas.

O editor de condições de contorno contém uma tabela mostrando cada trecho. Cada trecho tem uma condição de contorno de jusante ou montante. As

conexões das junções são consideradas condições internas de controle. As condições internas de controle são automaticamente listadas na tabela, baseado em como o sistema foi definido no editor de dados geométricos. Ao usuário somente é solicitado entrar as condições necessárias de contorno externo. Existem quatro tipos de condições de contornos disponíveis para o usuário:

- a) elevações conhecidas da superfície de água: para essa condição o usuário deve entrar a elevação conhecida da superfície de água para cada um dos perfis a ser calculado;
- b) profundidade crítica: quando este tipo de condição é selecionado, o usuário não precisa colocar mais nenhuma informação. O programa irá calcular a profundidade crítica para cada um dos perfis que será então utilizada como condição de controle.
- c) profundidade normal: para esta condição é necessário o usuário para entrar a declividade do canal que é utilizada para calcular a profundidade normal naquela localização. A profundidade normal será calculada para cada perfil baseado na declividade inserida.
- d) curva chave: quando este tipo de condição é selecionado, uma janela aparece e permite ao usuário entrar a elevação e vazão. Para cada perfil, a elevação é interpolada da curva-chave dada.

- Informação de vazão

As informações de vazão são necessárias em cada seção transversal para calcular o nível da água. Os dados de vazão são inseridos de montante para jusante em cada trecho. Pelo menos um dado de vazão deve ser inserido para cada trecho do rio. Uma vez que um valor é introduzido a montante do trecho, então presume-se que o escoamento permanente é constante até que outro valor de escoamento seja inserido. A vazão pode ser mudada a qualquer seção transversal dentro do trecho. Entretanto, a vazão não pode ser mudada no meio de uma ponte, bueiro ou junção de

canais.

3.5 MÓDULO 4: MAPAS DE INUNDAÇÃO

Embora os sistemas de informação geográfica (SIG) fossem desenvolvidos originalmente como uma ferramenta para cartógrafos, nos últimos anos, eles ganharam uso difundido nos projetos e análises da engenharia, em especial nos campos da qualidade de água, da hidrologia e da hidráulica. Muito esforço tem sido investido em conectar os SIG com os modelos matemáticos, para uma visualização mais fácil dos dados. Isto permite que GIS funcione como uma ferramenta do planejamento, fazendo com os dados hidráulicos sejam mais facilmente utilizados em estudos do seguro de inundação, análise econômica do impacto, e aos sistemas de alerta.

Considerando estas facilidades, os mapas de inundação foram produzidos em ambiente SIG através do software Arc View.

Os dados são pré-processados no programa Arc View para a obtenção de alguns dados geométricos através do modelo digital do terreno e após a determinação dos níveis de inundação são inseridos novamente no programa para confecção dos mapas. Na figura 3.12 é mostrado o esquema de processamento:

FIGURA .3.12: ESQUEMA DE DADOS



A interação entre os programas Arc View e HEC RAS está numa extensão desenvolvida pelo Hydraulic Engineering Center e tem a característica de extrair os dados do modelo digital do terreno para que sejam inseridos no arquivo geométrico

do HEC HAS, e que depois recebe os dados exportados do HEC RAS e os insere no Arc View. Esta extensão é chamada de GEO RAS.

Outra característica desta extensão é que ela a partir dos dados de nível importados do HEC-RAS gera automaticamente os polígonos de inundação, sendo uma ferramenta interessante, uma vez que agiliza muito a confecção dos mapas.

4 CARACTERIZAÇÃO DA APLICAÇÃO NA BACIA DO RIO PALMITAL

Neste item é descrito a Região Metropolitana de Curitiba, em especial as cidades de Colombo e Pinhais, onde está localizada a bacia do rio Palmital. No item 4.2.4 descreve-se a bacia do rio Palmital. No item 4.2.5 é feita a contextualização ambiental da bacia do rio Palmital. O item 4.3 apresenta estudos anteriores efetuados para esta área de estudo.

4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Considerando a importância de se demonstrar a aplicabilidade dos mapas de inundação como ferramenta para medidas não estruturais para controle de enchentes, decidiu-se escolher uma bacia parcialmente urbanizada como bacia piloto, por se tratar do tipo de bacia hidrográfica urbana mais encontrado nas cidades atualmente.

A bacia escolhida é a bacia hidrográfica do rio Palmital, localizada nos municípios de Colombo e Pinhais no estado do Paraná. Ambos os municípios fazem parte da Região Metropolitana de Curitiba.

Para se compreender melhor a problemática das enchentes no local de estudo, será necessário primeiramente descrever esta região para entender as causas das cheias que ali ocorrem.

4.2 ÁREA DE ESTUDO

4.2.1 Região Metropolitana de Curitiba (RMC)

A Região Metropolitana de Curitiba (RMC) foi criada em 1973, através da

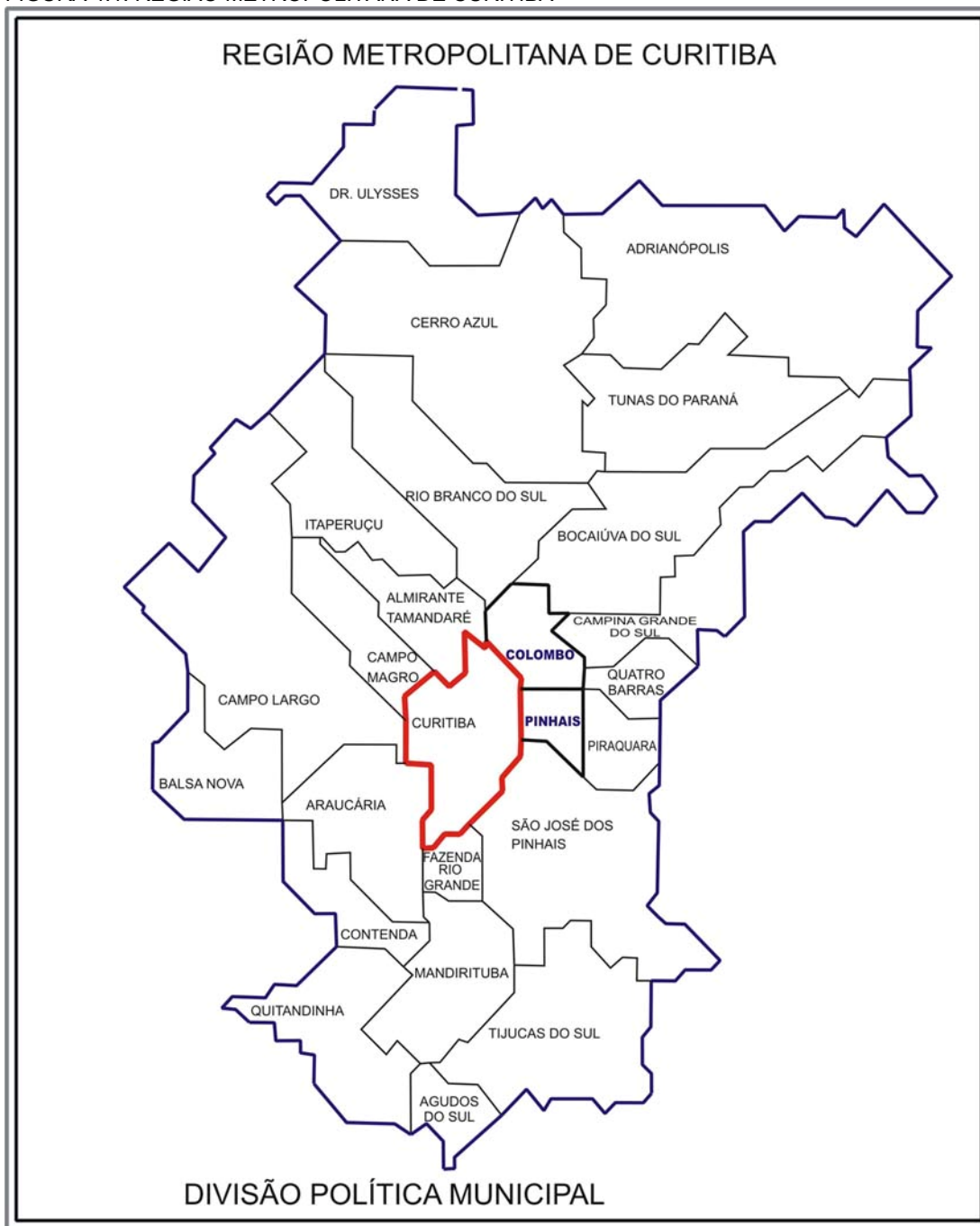
Lei Complementar 14. À época de sua criação era composta por 14 Municípios: Almirante Tamandaré, Araucária, Balsa Nova, Bocaiúva do Sul, Campina Grande do Sul, Campo Largo, Colombo, Contenda, Curitiba, Mandirituba, Piraquara, Quatro Barras, Rio Branco do Sul e São José dos Pinhais. No decorrer dos últimos 25 anos foram incorporados mais onze municípios: Adrianópolis, Agudos do Sul, Campo Magro, Cerro Azul, Dr. Ulisses, Fazenda Rio Grande, Itaperuçu, Pinhais, Quitandinha, Tijucas do Sul e Tunas do Paraná.

Em 1978 foi elaborado o Plano de Desenvolvimento Integrado da RMC, que previa uma ocupação adensada à oeste e sudoeste, preservação dos mananciais de abastecimento hídrico à leste e incentivo às atividades florestais e de extração de mineral ao norte.

Até o ano de 1990 estas diretrizes foram seguidas. Já o início da década seguinte foi marcado por profundas mudanças na sociedade brasileira, tanto do ponto de vista econômico como social. Com o fortalecimento dos movimentos sociais, passaram a ocorrer ocupações irregulares em praticamente toda a região e a legislação de uso do solo vigente mostrou-se insuficiente no seu combate. A figura 4.1 mostra a distribuição da RMC.

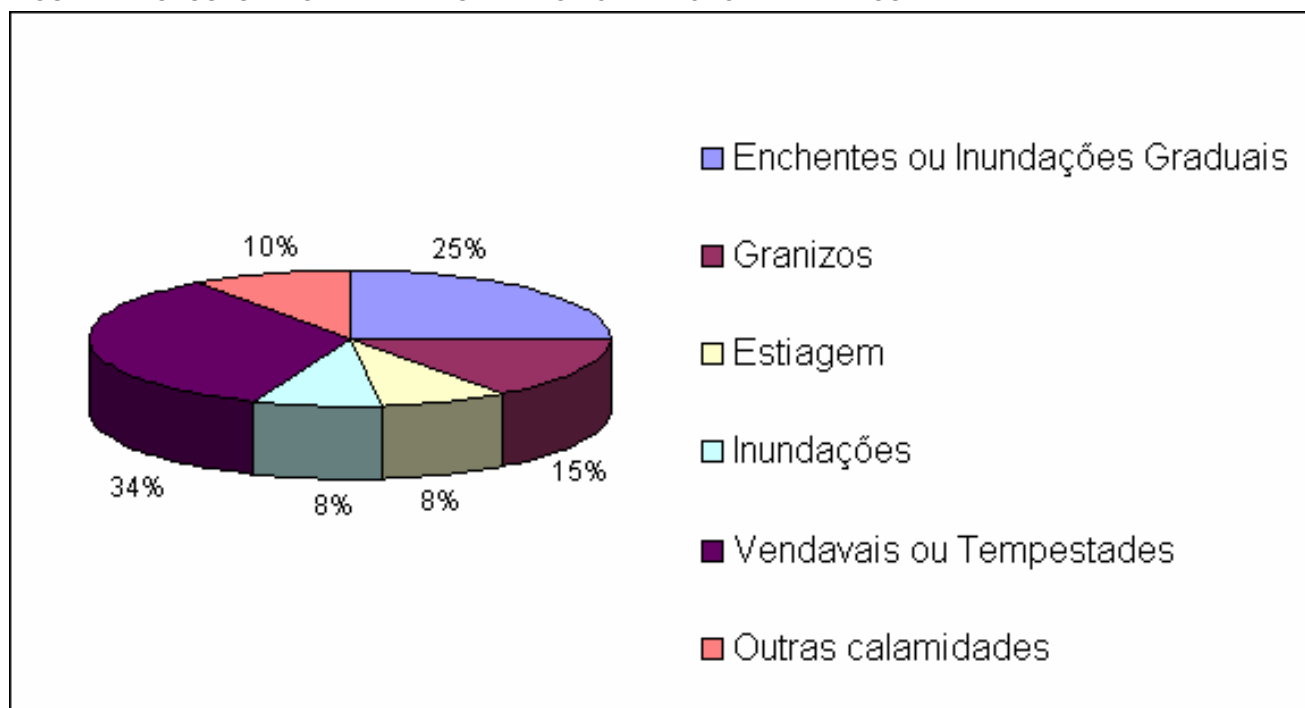
Um dos resultados desta ocupação desordenada é que a porção da Região Metropolitana de Curitiba situada na Bacia do Alto Iguaçu, especialmente os municípios de Curitiba, São José dos Pinhais, Piraquara e Pinhais têm sido historicamente vítimas de enchentes. Além da baixíssima declividade desse trecho inicial do Iguaçu as várzeas do rio foram ocupadas por loteamentos, regulares e irregulares. Segundo a coordenadoria da defesa civil a segunda maior causa de calamidade ocorrida na Região Metropolitana de Curitiba (RMC) são inundações e enchentes. A figura 4.2 mostra estes percentuais.

FIGURA 4.1: REGIÃO METROPOLITANA DE CURITIBA



FONTE: COMEC

FIGURA 4.2: CAUSAS DE CALAMIDADES NA REGIÃO METROPOLITANA DE CURITIBA



FONTE: COORDENADORIA ESTADUAL DE DEFESA CIVIL PERÍODO: JAN/1990 - DEZ/1999

4.2.2 Pinhais

Com a construção da Ferrovia Curitiba-Paranaguá, os primeiros assentamentos naquela localidade foram iniciados e, devido a seus pinheirais (*Araucária Angustifolia*) ganhou a denominação de Pinhais. A atividade econômica está voltada às indústrias de beneficiamento e transformação. Próximo de Curitiba, mistura um pouco a sua ocupação com a da capital paranaense, sendo o Município pertencente à Região Metropolitana com maior proximidade urbana.

Atualmente a cidade de Pinhais, de acordo com dados do programa Paraná Cidade, tem população de 103.000 habitantes, distribuídos em uma área de 61 km², com uma taxa anual de crescimento de 3,59%

4.2.3 Colombo

O povoamento de Colombo teve início no ano de 1878 quando um grupo de colonos italianos, oriundos do Município de Morretes, para ali se mudou, recebendo terras e um pequeno subsídio que o Governo da Província lhes ofereceu para iniciarem suas lavouras. Sua atividade econômica baseia-se nas indústrias extrativas de cal e calcário e na agricultura com a produção de hortifrutigranjeiros. Devido ao distanciamento de sua sede da Capital, ainda não apresenta conurbação.

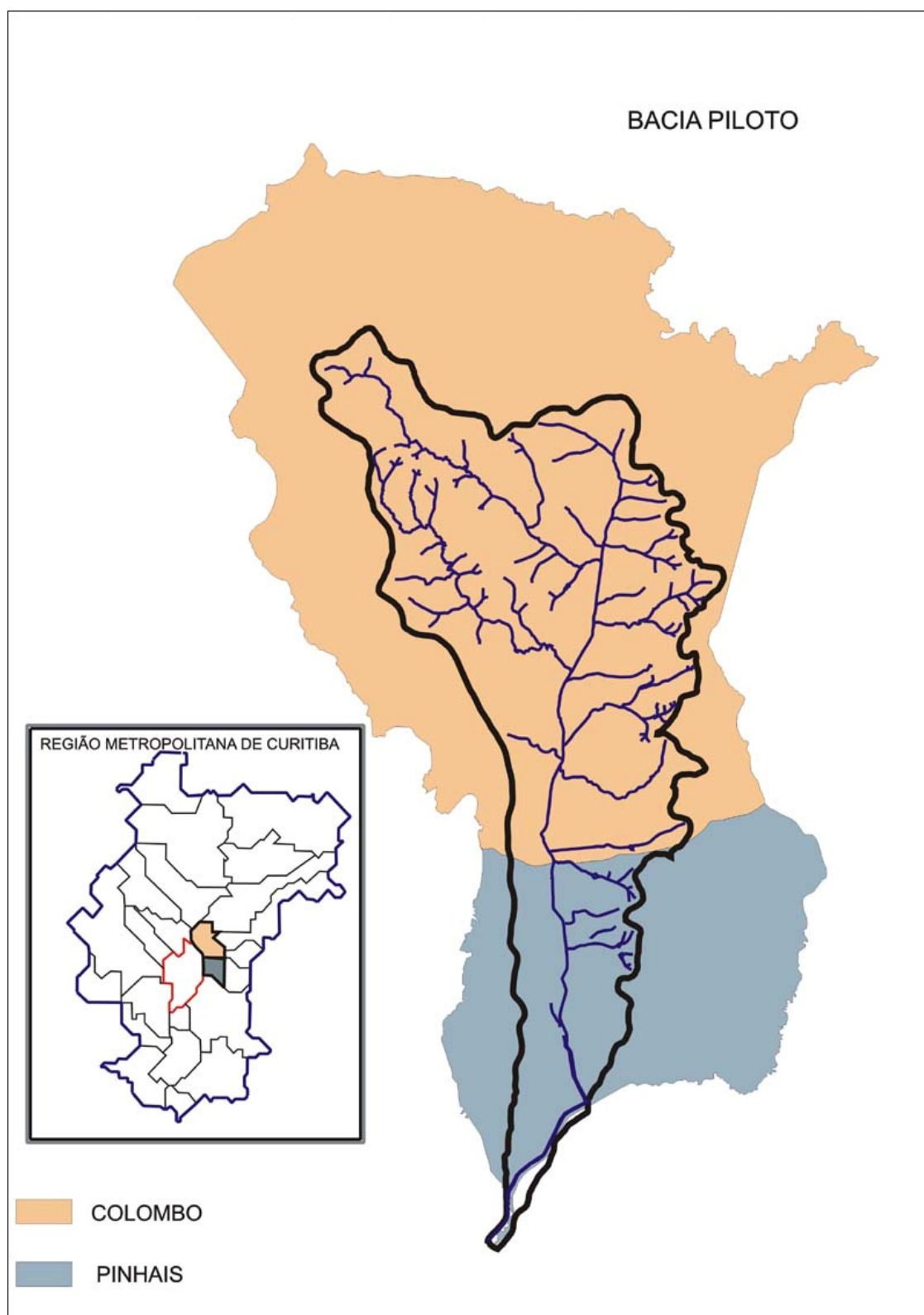
Atualmente Colombo é a 8ª cidade do Paraná em população, e adota uma política de incentivos fiscais para a atração de empresas visando à geração de empregos.

A área total do município é de 198,7 km², limita-se ao norte com os municípios de Rio Branco do Sul e Bocaiúva do Sul; ao sul com Pinhais, a oeste com Curitiba e Almirante Tamandaré e a leste com Campina Grande do Sul e Quatro Barras. Sua população é de 183.353 habitante segundo o programa Paraná Cidade e tem crescimento de 4,51% ao ano

4.2.4 Rio Palmital

A bacia hidrográfica do rio Palmital desenvolve-se no sentido norte-sul, entre os paralelos 25°16' e 25°27' de latitude sul e os meridianos 49°07' e 49°15' de longitude oeste, com uma área de aproximadamente 97 km². As nascentes do rio Palmital estão localizadas no município de Colombo e a sua foz no município de Pinhais (COMEC,1976), conforme mostra a figura 4.3.

FIGURA 4.3: LOCALIZAÇÃO DA BACIA PILOTO

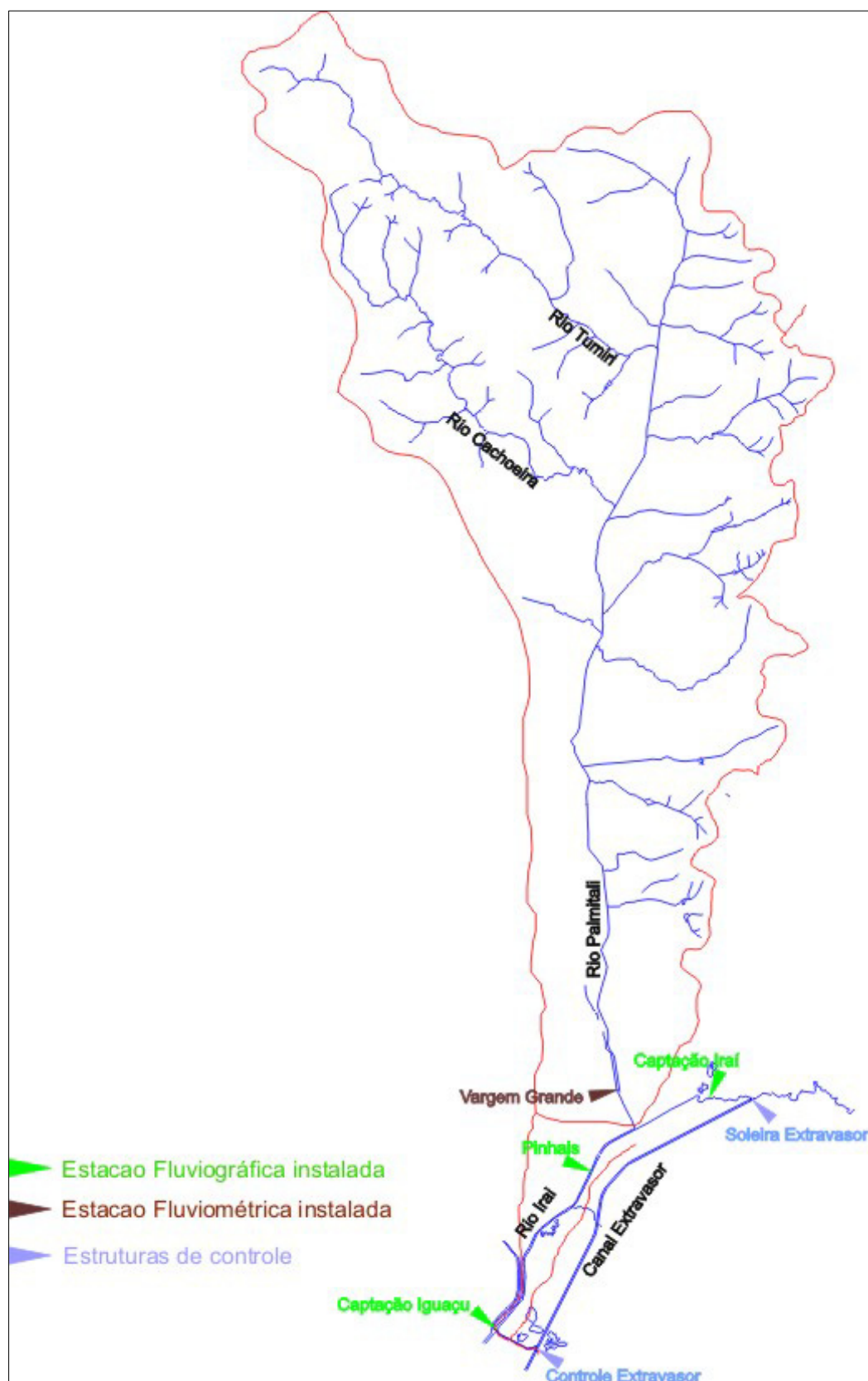


O rio Palmital deságua no rio Iraí. A montante da confluência está a estação de captação de água Iraí da SANEPAR para abastecimento de Curitiba. As vazões do rio Iraí são regularizadas pelos reservatórios do Iraí e Caiguava, que está localizado mais a montante. Um pouco antes da captação o excedente de água é desviado pelo chamado canal extravasor. O canal extravasor após receber os rios Itaquí e Pequeno abastece a captação Iguaçu que está situada à jusante da foz do rio Palmital. Por razões ambientais, a captação Iraí deve liberar pelo leito original do rio Iraí (a montante da foz do rio Palmital) uma vazão sanitária de no mínimo 200 L/s. Apesar da proposta da SANEPAR ser de que pelo canal do rio Iraí a jusante do reservatório passaria apenas uma vazão sanitária de cerca de 200L/s, pode-se perceber através da observação das leituras de vazão na estação Pinhais, que está a jusante da barragem, que a vazão liberada é, em geral, bem maior e que não existe uma regra clara para a liberação da mesma.

Da vazão que segue pelo canal extravasor, parte é desviada por um canal, chamado de canal de água limpa que coleta a água proveniente do canal extravasor e do rio Pequeno e a leva até as bombas da captação na barragem da captação Iguaçu.

A barragem da captação Iguaçu exerce um controle hidráulico para o rio Palmital. Por este motivo, durante as cheias é hidraulicamente necessário que o sistema estudado compreenda a bacia do rio Palmital e a parte da bacia do rio Iraí que vai da foz do rio Palmital até a barragem da captação Iguaçu, mostrado na figura 4.4 .

FIGURA 4.4: BACIA DO RIO PALMITAL



4.2.5 Contextualização ambiental da bacia do rio Palmital

GEOLOGIA

A bacia do rio Palmital está localizada na região do Primeiro Planalto Paranaense. Em termos geológicos a região é constituída fundamentalmente por rochas pré-cambrianas, recobertas parcialmente, em discordância angular, por sedimentos quaternários da Bacia de Curitiba. As rochas pré-cambrianas nesta área dividem-se em Complexo Cristalino e Grupo Açungüi (FUCK, 1976). Assim, a região apresenta duas grandes formações, ao norte o Grupo Açungüi e ao sul a Formação Guabirotuba constituída pelos sedimentos pleistocênicos da Bacia de Curitiba (CODEPAR, 1967), que assentam-se sobre migmatitos do Complexo Cristalino.

GEOMORFOLOGIA

A bacia do rio Palmital possui seus divisores em altitudes entre 920 m próximo à foz e 1100 m nas cabeceiras próximas a nascente. A bacia apresenta certa simetria com uma leve tendência do divisor da margem direita apresentar menores altitudes.

Segundo SANTOS [1997] a bacia do Palmital apresenta de modo geral declividades pequenas, estando grande parte da bacia (53,60km²) com declividade inferior a 6%. Isso permite concluir que a geomorfologia não é um fator limitante à ocupação da bacia.

Segundo THEODOROVICZ [1999], a cidade de Pinhais está desenvolvido sobre dois domínios geoambientais distintos. O Domínio 1 corresponde a Planícies Aluviais, ou seja, às várzeas dos rios. São terrenos ainda em formação pela

deposição de detritos que são erodidos e transportados pelas enxurradas.

Nesta região os terrenos têm características topográficas bastante variadas, desde planos com baixa densidade de drenagem até terrenos fortemente ondulados e de alta densidade de drenagem.

A bacia do rio Palmital está localizada no subdomínio 2a que tem como característica o relevo de ondulado a moderadamente ondulado formado de elevações bastante amplas e baixas, com encostas longas e suavizadas, baixos desníveis altimétricos e declividades médias entre 5 e 10%. Muitos fundos de vales amplos, com solos moles e lençóis freáticos situado a menos de 4 metros. A topografia é favorável à ocupação, no entanto, devem ser tomados cuidados para não acelerar os processos erosivos e de assoreamento das drenagens.

USO DO SOLO

A ocupação do solo no rio Palmital é assim classificada, segundo THEODOROVICZ [1999]:

a) Ocupação Residencial Urbana

Nesta situação as áreas problemáticas em decorrência da fragilidade do meio físico são as várzeas do rio Palmital, pois têm terrenos de baixa declividade com baixa drenabilidade, formados por sedimentos de composição variada, não consolidados, moles, ricos em matéria orgânica e de baixa capacidade de suporte.

b) Campos, incluindo capoeira rasa

As áreas com maior ocupação localizam-se na porção central e de jusante da bacia do rio Palmital e a jusante da foz do rio Cachoeira.

CLIMATOLOGIA

Na região de Curitiba desenvolvem-se, no decorrer do ano, segundo um

ritmo variável, três situações climáticas distintas, resultantes da atuação das massas de ar de importância primária na região que são a Polar Atlântica, a Tropical Atlântica e a Equatorial Continental (MONTEIRO, 1963).

Durante os meses entre outubro e março há uma predominância da massa tropical atlântica de baixa pressão, com a ocorrência de frentes quentes que se deslocam em direção ao Sul do Brasil, trazendo instabilidade e umidade. A formação de frentes quentes é devido ao deslocamento da massa tropical em direção à massa polar, caracterizando-se por apresentar nuvens estratiformes e precipitações de menor intensidade e abrangendo grandes áreas.

Entre os meses de abril a setembro a infiltração da Massa Polar Atlântica em direção norte ora provoca tempo bom com pouca nebulosidade e madrugadas frias e secas; ora ocasiona frentes frias devido ao avanço da massa de ar polar sobre a tropical, provocando instabilidade e chuvas de grande intensidade que podem durar vários dias, responsáveis pelas grandes cheias em bacias hidrográficas de média e grande extensão.

Ocorrem ainda durante o verão, em dias de intenso calor, chuvas de origem convectiva que se caracterizam por apresentar nuvens de desenvolvimento vertical, chuvas de forte intensidade e pequena duração, críticas para ocorrência de enchentes em bacias hidrográficas pequenas.

Segundo FILL *et al* [1999] na RMC, em média, os meses de verão (dezembro a março) apresentam a maior incidência de dias chuvosos (60%), enquanto no inverno (julho a setembro) o percentual de dias chuvosos cai para 43%, além do fato que na RMC apresenta em média, 51% de dias chuvosos no ano.

Ainda de acordo com FILL *et al* [1999] a temperatura média de longo período na região de Curitiba é de 16.7°C.

A bacia do Palmital, segundo a classificação de Köppen, apresenta o tipo climático Cfb que é caracterizado como "clima temperado propriamente dito"

com temperatura média do mês mais frio abaixo de 18°C (mesotérmico), e verões frescos. A temperatura média no mês mais quente fica abaixo de 22°C, sem estação seca definida.

ASPECTOS DA URBANIZAÇÃO

Após a construção de um mapa de Espacialidade ou Tipologia Urbana da bacia do Palmital nos municípios de Pinhais e Colombo, SANTOS [1997] conclui que cerca de 30% da área de drenagem da bacia está urbanizada. A concentração urbana estabelece-se próximo aos limites do município de Curitiba, portanto na margem direita do rio Palmital, estando a margem esquerda bem menos ocupada. Outro ambiente de concentração urbana facilmente identificado são os eixos rodoviários que cruzam a área da bacia. A área pertencente ao município de Pinhais apresenta-se mais urbanizada.

4.3 ESTUDOS ANTERIORES

Em 1993, o CEHPAR desenvolveu o projeto HG-78 - Estudos de simulação do escoamento do Rio Palmital na região metropolitana de Curitiba, por solicitação da Coordenação da Região Metropolitana de Curitiba (COMEC). Este estudo surgiu da necessidade de se conhecer o potencial de cheias do Rio Palmital, com ênfase no trecho em que o mesmo atravessa a zona urbana da região metropolitana de Curitiba.

Os objetivos deste estudo eram a determinação das vazões de enchente, sua frequência de ocorrência e a determinação dos níveis de água ao longo do rio, para cheias de diversos tempos de recorrência nas condições atuais de escoamento.

As regiões de maior interesse para o estudo foram a vila Zumbi, que é uma grande área de invasão formada no início dos anos 90, situada na margem esquerda

do Rio Palmital, ao lado da BR-116 e o Jardim Guaraituba, também situado na margem esquerda, entre a rodovia BR-476 e a BR-116.

Foram instaladas três réguas linimétricas. Nos locais onde as réguas linimétricas foram instaladas realizaram-se medições de vazão nos meses entre maio e julho de 1993.

No estudo de vazões máximas instantâneas foi utilizada a análise de séries parciais (CORREIA, 1983), que consiste em analisar todos os eventos ocorridos com uma vazão maior que um certo limiar (Q_I), o que equivale a considerar um dado número médio de cheias por ano (λ). Para a modelagem estatística de séries parciais, foram utilizadas duas distribuições teóricas: a do valor das máximas excedências em relação à vazão limiar Q_I , definida como a distribuição Exponencial; e a distribuição do número λ de excedências por ano, definido pela distribuição Poisson. Esta abordagem foi utilizada devido à curta história do posto Vargem Grande, oferecendo resultados mais confiáveis, pois uma análise estatística tradicional, utilizando séries anuais, não ilustraria corretamente os dados procurados. Os resultados obtidos podem ser vistos na tabela 4.1.

TABELA 4.1: POSTO VARGEM GRANDE- VAZÕES

λ	β	Q_I (m/s)	Tempos de retorno (anos)						
			2	5	10	25	50	100	1000
0,5	2,69	27,82	26,94	29,99	32,01	34,56	36,46	38,33	44,54
1	8,69	16,45	19,63	29,49	36,01	44,25	50,37	56,44	76,5
1,5	7,91	13,92	20,02	28,99	34,92	42,42	47,98	53,51	71,75
2	7,28	12,47	20,18	28,44	33,9	40,81	45,93	51,01	67,81
2,5	8,03	9,68	19,98	29,08	35,1	42,71	48,36	53,96	72,48
3	8,89	7,36	20,4	30,48	37,15	45,58	51,84	58,05	78,57
3,5	8,53	6,47	20,29	29,96	36,36	44,45	50,46	56,42	76,11
4	7,96	5,75	19,7	28,72	34,69	42,24	47,84	53,39	71,76

A simulação do escoamento foi realizada através de cálculos de curvas de remanso em regime permanente (vazão constante ao longo do tempo, em uma determinada seção transversal do rio), tendo como ponto inicial de cálculo a estação fluviométrica Vargem Grande por meio da curva de descarga e as vazões máximas para vários

tempos de recorrência. O modelo utilizado foi o HEC-2, desenvolvido pelo *Hydrologic Engineering Center* [1990]. Durante a etapa da fase de calibragem, foram obtidos coeficientes de rugosidade que variaram entre 0,10 e 0,15 para uma adequada reprodução dos níveis observados. Devido à precariedade das medições disponíveis, em parte obtidas para vazões baixas e de forma não-simultânea, não foi possível obter um único conjunto de valores de rugosidade que fossem adequados para todas as observações de níveis e vazões. Após diversas tentativas, adotou-se o coeficiente $n = 0,10$ para todo o canal. Este valor forneceu melhores resultados para as maiores observações de vazão (14/05/93 e 24/09/93).

Com o coeficiente de rugosidade $n = 0,10$ adotado, foram realizadas simulações do escoamento em regime permanente para vazões de tempos de recorrência de 2, 5, 10, 25 e 50 anos. O ponto inicial de cálculo é o posto Vargem Grande e o regime de escoamento é subcrítico (fluvial), sendo o cálculo realizado no sentido de jusante para montante.

As vazões em Vargem Grande, para cada tempo de recorrência, foram obtidas do estudo de vazões máximas instantâneas, sendo adotadas as médias aritméticas das vazões para o parâmetro λ (número de cheias por ano) variando entre 1,0 e 4,0. A tabela 4.2 mostra as vazões para os tempos de recorrência entre 2 e 50 anos, para cada seção transversal.

A tabela 4.3 mostra os resultados da simulação do escoamento, em termos dos níveis calculados em cada uma das seções transversais, para cada tempo de recorrência. São mostrados na mesma tabela as distâncias de cada seção transversal até a foz (L), as cotas das margens esquerda (ME), direita (MD) e do fundo do canal.

Em 2002, a SUDERHSA (Superintendência Desenvolvimento de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) do Paraná elaborou um Plano Diretor de Drenagem para a Bacia do Alto Iguaçu. Dentre as bacias estudadas está a Bacia do rio Palmital. Como ferramenta de análise foi utilizado o módulo hidrodinâmico do modelo Mike 11, desenvolvido pelo *Danish Hydraulic Institute*, voltado à simulação hidráulica de redes complexas de rios e canais. Para a geração dos mapas de

inundação foi empregado o programa *Spring*, do Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais.

TABELA 4.2: VAZÕES MÁXIMAS INSTANTÂNEAS (m³/s)

Seção	%Q	Tempos de Retorno				
		2	5	10	25	50
Vargem Grande	1,00	20,03	29,31	35,45	43,21	48,97
SI	0,84	16,82	24,62	29,78	36,30	41,13
S2	0,69	13,82	20,22	24,46	29,81	33,79
RI	0,55	11,02	16,12	19,50	23,76	26,93
S3	0,44	8,81	12,90	15,60	19,01	21,55
R2	0,34	6,81	9,96	12,05	14,69	16,65
R3	0,27	5,41	7,91	9,57	11,67	13,22

TABELA 4.3: RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DO ESCOAMENTO -NÍVEIS DE ÁGUA (METROS)

Seção	L(m)	ME	MD	Fundo	Tempos de Retorno				
					2	5	10	25	50
Vargem Grande	1000	876,29	877,06	872,69	875,34	875,84	876,19	876,49	876,69
SI	3000	879,52	879,90	876,32	879,47	880,06	880,42	880,80	881,09
S2	4800	880,30	881,93	877,95	881,18	881,81	882,17	882,60	882,90
RI	6600	884,48	885,61	880,78	883,28	883,82	884,11	884,47	884,71
S3	8600	889,24	888,31	884,54	886,81	887,23	887,42	887,69	887,81
R2	10300	892,05	890,56	887,32	889,34	889,91	890,13	890,43	890,67
R3	11800	894,74	894,14	891,40	893,01	893,39	893,51	893,64	893,79

Durante o estudo foram realizadas diversas simulações com vários cenários, além da proposição de algumas medidas de controle. Os cenários estudados foram três. O primeiro é o cenário atual, depois um cenário tendencial com condições futuras de impermeabilização para o ano de 2020. O último cenário, é o “Dirigido”, com as medidas de controle propostas. No cenário “Dirigido”, as medidas propostas são a implantação de seis reservatórios de retenção em operação conjunta.

Segundo o estudo, com a implantação das medidas verificou-se em simulações que na maior parte do trecho haveria uma eliminação total das inundações na bacia.

Para a transformação de chuva-vazão foi utilizado o método do *Soil*

Conservation Service dos EUA, para o cálculo de separação do escoamento e geração do hidrograma. Este método combina um hidrograma unitário sintético triangular com um algoritmo de separação de escoamentos, onde o parâmetro a ser calibrado é o CN (número da curva). O parâmetro CN é adimensional e é o parâmetro que determina a separação do escoamento

Ainda segundo o estudo, a área impermeabilizada no cenário atual é de cerca de 2% e para o cenário tendencial é de cerca de 7%.

O modelo hidrodinâmico Mike 11 foi executado considerando as seguintes proposições:

- a) o coeficiente de Manning adotado foi de 0,06 para a várzea, 0,035 para o leito menor e 0,013 para travessias nos ramos de macrodrenagem;
- b) para a condição de contorno de jusante, considerou-se a cota correspondente à capacidade de vazão do rio Iguaçu para o período de retorno de 2 anos, que é igual a 873,66 m.

As vazões e os níveis gerados nas principais estacas estão na tabela 4.4

Os níveis gerados para os cenários atual e tendencial são mostrados na tabela 4.5.

TABELA 4.4: NIVEIS E VAZÕES - CENÁRIOS ATUAL E TENDENCIAL

Rio	Estaca	Cotas (m)				Vazões (m ³ /s)			
		Cenário Atual		Cenário Tendencial		Cenário Atual		Cenário Tendencial	
		TR=10 anos	TR=25 anos	TR=10 anos	TR=25 anos	TR=10 anos	TR=25 anos	TR=10 anos	TR=25 anos
Palmital	7+350	885,61	886,00	885,77	886,08	237,32	282,64	253,91	301,33
Palmital	8+167	887,13	887,87	887,43	888,10	240,67	307,13	267,30	331,72
Palmital	10+951	892,31	892,66	892,45	892,73	145,29	184,06	155,57	195,58
Cachoeira	2+187	904,81	905,13	904,89	905,19	78,16	128,59	86,56	139,14

FONTE: SUDERHSA [2002]

TABELA 4.5: NIVEIS MÁXIMOS

TABELA DE COTAS DE NÍVEIS MÁXIMOS DE ÁGUA SIMULADOS BACIA DO RIO PALMITAL - CENÁRIOS ATUAL E TENDENCIAL					
RIO	DISTÂNCIA (m)	A 10	A 25	T 10	T 25
PALMITAL	0	873,7	873,7	873,7	873,7
PALMITAL	500	874,3	874,5	874,4	874,6
PALMITAL	515	874,3	874,6	874,4	874,6
PALMITAL	1000	874,8	875,2	874,9	875,3
PALMITAL	1057	874,9	875,2	875,0	875,3
PALMITAL	1310	875,0	875,4	875,2	875,5
PALMITAL	1350	876,4	877,2	876,7	877,3
PALMITAL	1500	876,5	877,2	876,7	877,4
PALMITAL	1686	876,5	877,3	876,8	877,4
PALMITAL	1740	876,6	877,3	876,8	877,5
PALMITAL	1780	877,6	878,5	877,9	878,7
PALMITAL	2000	877,6	878,5	877,9	878,7
PALMITAL	2500	877,8	878,7	878,1	878,9
PALMITAL	2550	877,8	878,7	878,1	878,9
PALMITAL	3000	878,2	879,0	878,4	879,2
PALMITAL	3103	878,2	879,1	878,5	879,3
PALMITAL	3371	878,5	879,3	878,8	879,5
PALMITAL	3500	878,8	879,5	879,0	879,7
PALMITAL	3867	879,6	880,2	879,8	880,3
PALMITAL	4000	879,7	880,3	879,9	880,5
PALMITAL	4500	880,3	880,8	880,4	880,9
PALMITAL	4819	880,6	881,1	880,8	881,2
PALMITAL	5000	880,8	881,2	880,9	881,3
PALMITAL	5445	881,1	881,5	881,3	881,7
PALMITAL	5500	881,2	881,6	881,3	881,8
PALMITAL	6000	882,1	882,5	882,2	882,7
PALMITAL	6351	882,7	883,1	882,8	883,3
PALMITAL	6500	883,2	883,6	883,4	883,8
PALMITAL	6718	884,0	884,4	884,2	884,6
PALMITAL	7000	884,7	885,1	884,9	885,3
PALMITAL	7350	885,6	886,0	885,8	886,1
PALMITAL	7390	886,8	887,7	887,2	888,0
PALMITAL	7500	886,8	887,7	887,2	888,0
PALMITAL	8000	887,1	887,8	887,4	888,1
PALMITAL	8167	887,1	887,9	887,4	888,1
PALMITAL	8500	887,8	888,4	888,0	888,5
PALMITAL	8847	888,5	888,9	888,6	889,0
PALMITAL	9000	888,8	889,2	889,0	889,3
PALMITAL	9500	890,1	890,3	890,1	890,4
PALMITAL	9520	890,1	890,3	890,2	890,5
PALMITAL	9898	890,9	891,1	890,9	891,2
PALMITAL	10000	891,0	891,3	891,1	891,3
PALMITAL	10500	891,7	892,0	891,8	892,1
PALMITAL	10951	892,3	892,7	892,4	892,7
PALMITAL	11000	892,4	892,7	892,5	892,8
PALMITAL	11500	892,9	893,2	893,0	893,3
PALMITAL	11749	893,1	893,4	893,2	893,5
PALMITAL	11850	893,2	893,5	893,3	893,6
PALMITAL	11890	893,4	894,0	893,5	894,1
PALMITAL	11930	893,4	894,0	893,5	894,1

TABELA DE COTAS DE NÍVEIS MÁXIMOS DE ÁGUA SIMULADOS BACIA DO RIO PALMITAL - CENÁRIOS ATUAL E TENDENCIAL					
RIO	DISTÂNCIA (m)	A 10	A 25	T 10	T 25
PALMITAL	11970	896,8	898,0	896,9	898,2
PALMITAL	12000	896,8	898,0	896,9	898,2
PALMITAL	12000	896,8	898,0	896,9	898,2
PALMITAL	12019	896,8	898,0	896,9	898,2
PALMITAL	12019	896,8	898,0	896,9	898,2
PALMITAL	12040	896,8	898,0	896,9	898,2
PALMITAL	12163	896,8	898,0	896,9	898,2
PALMITAL	12500	896,8	898,0	897,0	898,2
PALMITAL	12635	896,8	898,0	897,0	898,2
PALMITAL	13000	897,6	898,4	897,7	898,5
PALMITAL	13170	898,0	898,5	898,0	898,6
PALMITAL	13500	898,7	899,2	898,8	899,3
PALMITAL	14000	899,8	900,2	899,8	900,3
PALMITAL	14189	900,2	900,6	900,2	900,7
PALMITAL	14500	901,1	901,5	901,1	901,6
PALMITAL	15000	902,5	903,0	902,6	903,1
PALMITAL	15017	902,6	903,1	902,6	903,1
CACHOEIRA	0	896,8	898,0	896,9	898,2
CACHOEIRA	73	896,8	898,0	896,9	898,2
CACHOEIRA	254	896,8	898,0	896,9	898,2
CACHOEIRA	474	897,1	898,0	897,1	898,2
CACHOEIRA	500	897,2	898,1	897,3	898,2
CACHOEIRA	689	898,2	898,4	898,3	898,5
CACHOEIRA	1000	899,2	899,4	899,2	899,5
CACHOEIRA	1066	899,4	899,6	899,4	899,7
CACHOEIRA	1233	899,8	900,2	899,9	900,3
CACHOEIRA	1500	900,5	901,1	900,7	901,2
CACHOEIRA	1592	900,8	901,4	900,9	901,5
CACHOEIRA	1712	901,7	902,4	901,8	902,5
CACHOEIRA	2000	903,6	904,0	903,7	904,1
CACHOEIRA	2187	904,8	905,1	904,9	905,2
CACHOEIRA	2500	906,4	906,7	906,5	906,7
CACHOEIRA	2546	906,6	906,9	906,7	907,0
CACHOEIRA	2755	907,2	907,5	907,2	907,5
CACHOEIRA	2845	907,5	907,8	907,6	907,9
CACHOEIRA	3000	908,2	908,5	908,2	908,5
CACHOEIRA	3181	909,0	909,3	909,0	909,3
CACHOEIRA	3323	909,3	909,7	909,4	909,7
CACHOEIRA	3492	909,8	910,2	909,9	910,3
CACHOEIRA	4000	910,4	910,7	910,4	910,8
CACHOEIRA	4044	910,4	910,8	910,5	910,8
CACHOEIRA	4500	913,2	913,6	913,2	913,6
CACHOEIRA	4553	913,5	913,9	913,5	914,0
CACHOEIRA	4654	914,7	915,3	914,8	915,4
CACHOEIRA	5000	916,5	917,0	916,6	917,0
CACHOEIRA	5500	919,1	919,4	919,1	919,4
CACHOEIRA	5705	920,1	920,3	920,1	920,4
CACHOEIRA	6000	921,6	921,9	921,6	921,9
CACHOEIRA	6500	924,0	924,5	924,0	924,5
CACHOEIRA	6681	924,9	925,4	924,9	925,4

5 SIMULAÇÃO DOS NÍVEIS DE INUNDAÇÃO

Neste item são apresentados os procedimentos utilizados na simulação dos níveis de inundação, a calibração dos modelos, a obtenção da chuva de projeto, além dos critérios para a escolha do cenário tendencial.

5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A bacia do rio Palmital tem uma área de drenagem de aproximadamente 97km^2 e comprimento do talvegue de 24 km. A figura 5.1 mostra o perfil do fundo do rio. Situado próximo à foz existe o posto Vargem Grande que possui área de drenagem de 95km^2 . O rio Palmital desemboca no rio Iraí, onde cerca de 5km a jusante da foz do Palmital existe uma barragem da SANEPAR destinada à captação da água (Captação Iguaçu).

Esta barragem faz o controle de jusante do escoamento do rio Palmital. Por este motivo foi necessário considerar o escoamento até a barragem. As simulações foram feitas como se tratasse de apenas um rio. Devido a este fato, a bacia piloto utilizada neste estudo tem área de drenagem incremental de $5,90\text{ km}^2$, além dos 97 km^2 da bacia do Palmital. A conformação geral desta bacia (bacia do Palmital acrescida da bacia incremental) está mostrada na figura 5.2.

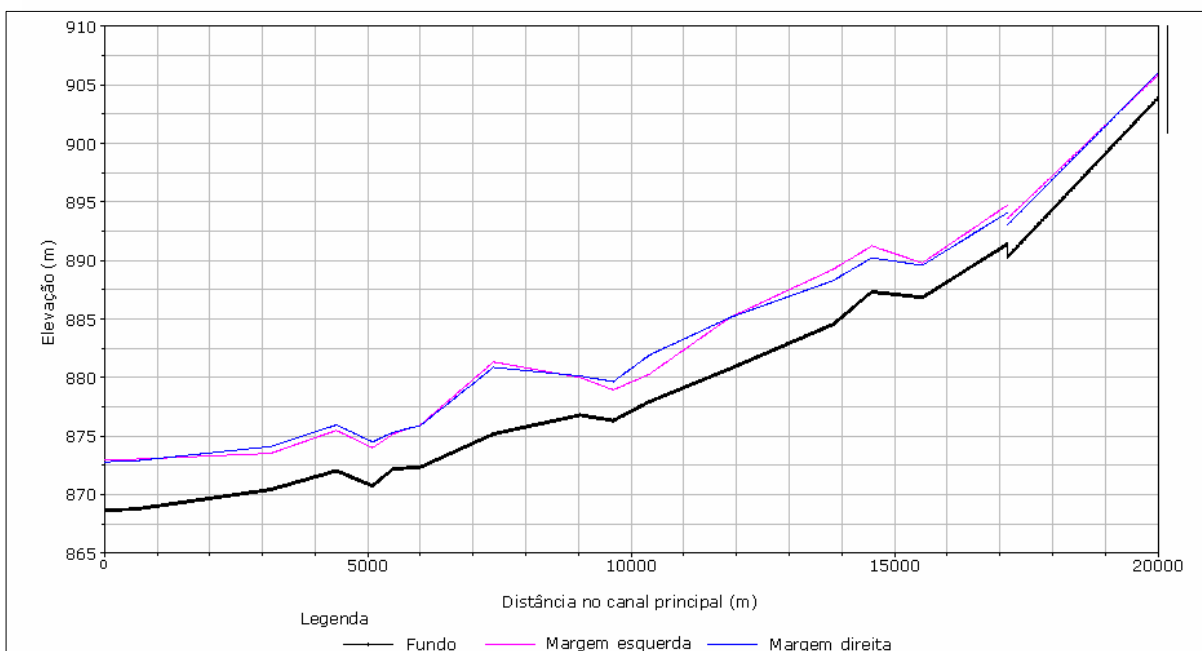
Para a determinação dos níveis de inundação foi utilizada a seguinte estrutura:

- a) chuva de projeto: a chuva de projeto foi determinada pelo Método Chicago, que oferece a possibilidade de se obter hietogramas de projeto;
- b) modelo chuva-vazão: o modelo utilizado foi o IPH II que transforma a chuva em vazão através de algoritmos simples já consagrados pela literatura;
- c) modelo hidráulico: foi utilizado o programa HEC RAS que calcula os

níveis de inundação em regime permanente através de métodos clássicos;

d) elaboração dos mapas de inundação: com auxílio do programa Arc View, foram construídos mapas a partir da base cartográfica fornecida pela COMEC e dos níveis de inundação obtidos no HEC-RAS, com auxílio da ferramenta GeoRas.

FIGURA 5.1: PERFIL DO CANAL



5.2 CENÁRIOS

Foram definidos dois cenários de simulação. O primeiro é o cenário atual, que contempla a atual urbanização, que gera cerca de 15% de impermeabilização na bacia. O cenário tendencial foi obtido através da análise da projeção de crescimento da população, obtida pela SUDERHSA [2002], mostrada na tabela 5.1.

TABELA 5.1: ESTIMATIVA DE CRESCIMENTO DA POPULAÇÃO NA BACIA DO RIO PALMITAL

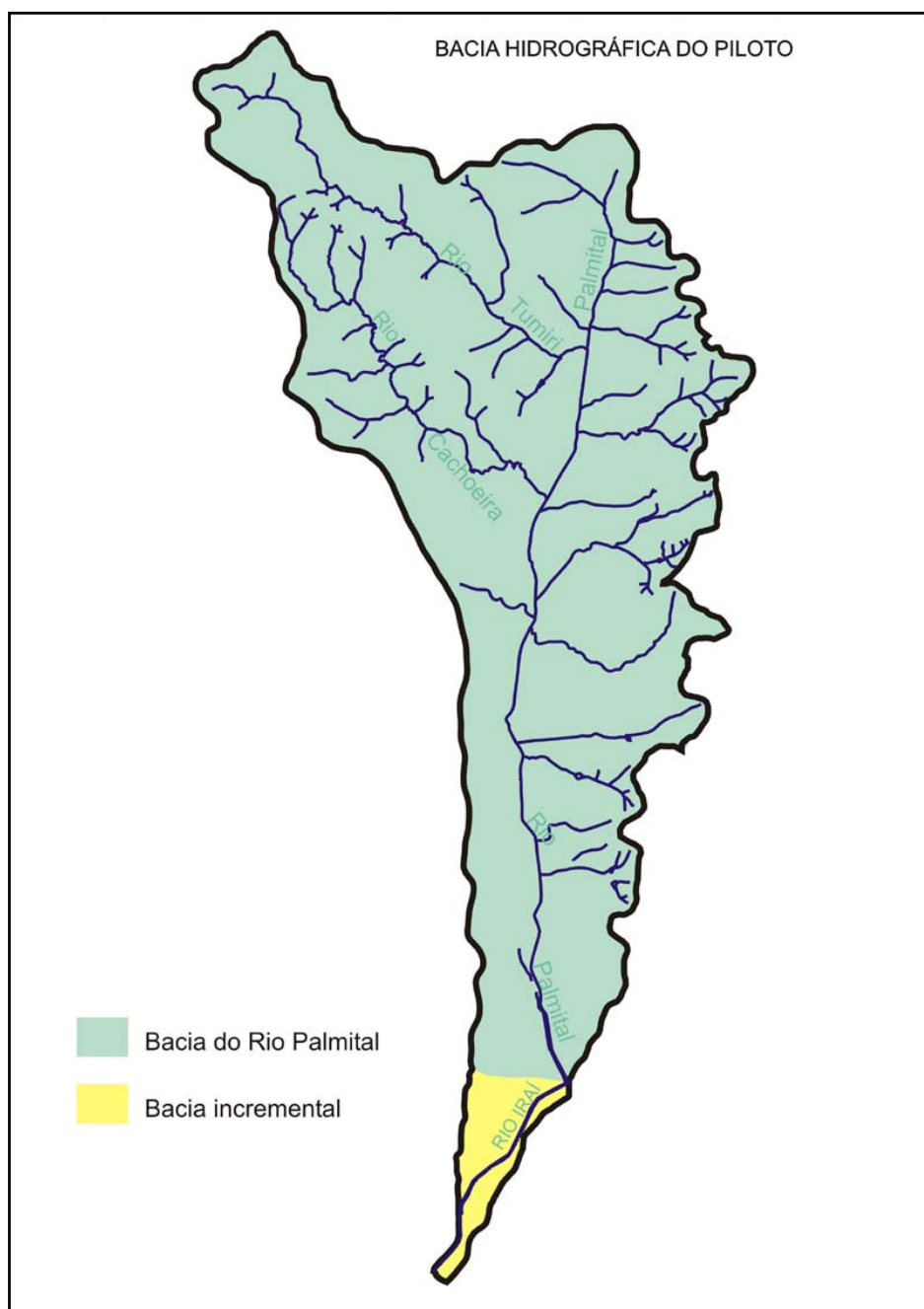
Ano	2005	2010	2020
População (hab)	162,782	192,652	244,311

FONTE: SUDERHSA [2002]

Considerando que a taxa de impermeabilização é proporcional ao crescimento populacional e que a população crescerá 50% até o ano de 2020, definiu-se que a impermeabilização da bacia para este ano seria de 22,5%.

Tem-se, portanto, dois cenários definidos. Para cada cenário as simulações foram feitas para os tempos de retorno de 10, 25, 50 e 100 anos.

FIGURA 5.2: BACIA PILOTO



5.3 DETERMINAÇÃO DA CHUVA DE PROJETO

A chuva de projeto é uma precipitação hipotética definida com o objetivo de gerar um hidrograma ou uma vazão de projeto. No caso deste estudo, a chuva de projeto deverá ter sua distribuição temporal definida, pois a precipitação utilizada no modelo chuva-vazão deve ser discretizada em intervalos de tempo, aqui definidos como sendo de 15 minutos.

Este evento foi construído sinteticamente com base nas características estatísticas de chuvas intensas em bacias próximas que levam em conta a intensidade média para diferentes durações. A probabilidade de excedência foi expressa em termos do período de retorno (TR) em anos, e; da duração crítica do evento (D_{crit}) em minutos.

O hietograma de projeto para estudo foi determinado através do método Chicago, como descrito no item 2.

Para a determinação do hietograma foi utilizada a curva IDF proposta por FENDRICH [1989] para a estação do Prado Velho. A duração crítica foi estimada em três horas, sendo que foram adicionadas quatro horas para representar o período anterior à chuva e 137 horas para representar o período de recessão, quando há a descida do hidrograma. Nestes períodos a chuva foi considerada como sendo zero.

Os tempos de retorno escolhidos foram de: 10, 25, 50 e 100 anos.

A determinação do local para o pico da chuva foi feita analisando vários hietogramas reais, com chuvas de 3 horas (180 min). A partir da observação destes hietogramas, concluiu-se que o pico da chuva ocorria geralmente na primeira hora. Das treze chuvas analisadas, em sete o pico ocorria na primeira hora, em três na segunda e em três na terceira.

Na tabela 5.2 são mostrados os valores para as chuvas acumuladas, assim como a sua distribuição temporal é mostrada nas figuras: 5.3, 5.4, 5.5 e 5.6.

FIGURA 5.3: HIETOGRAMA DE PROJETO - TR = 10 ANOS

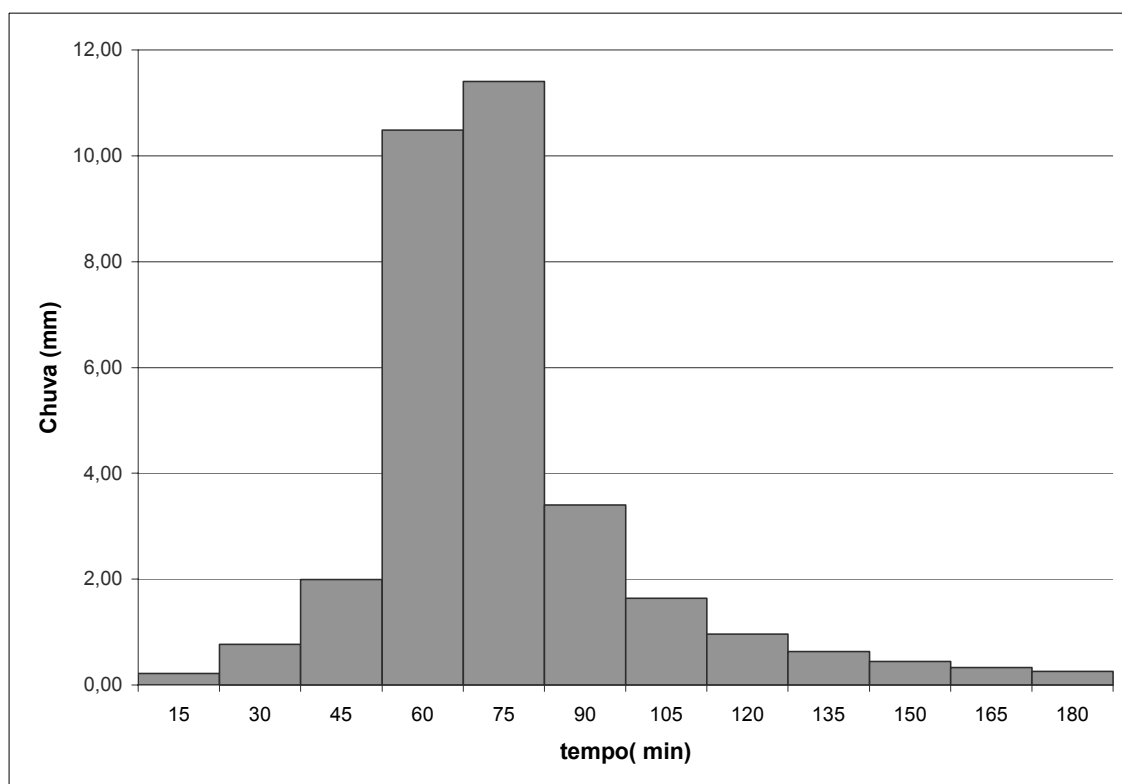


FIGURA 5.4: HIETOGRAMA DE PROJETO - TR 25 ANOS

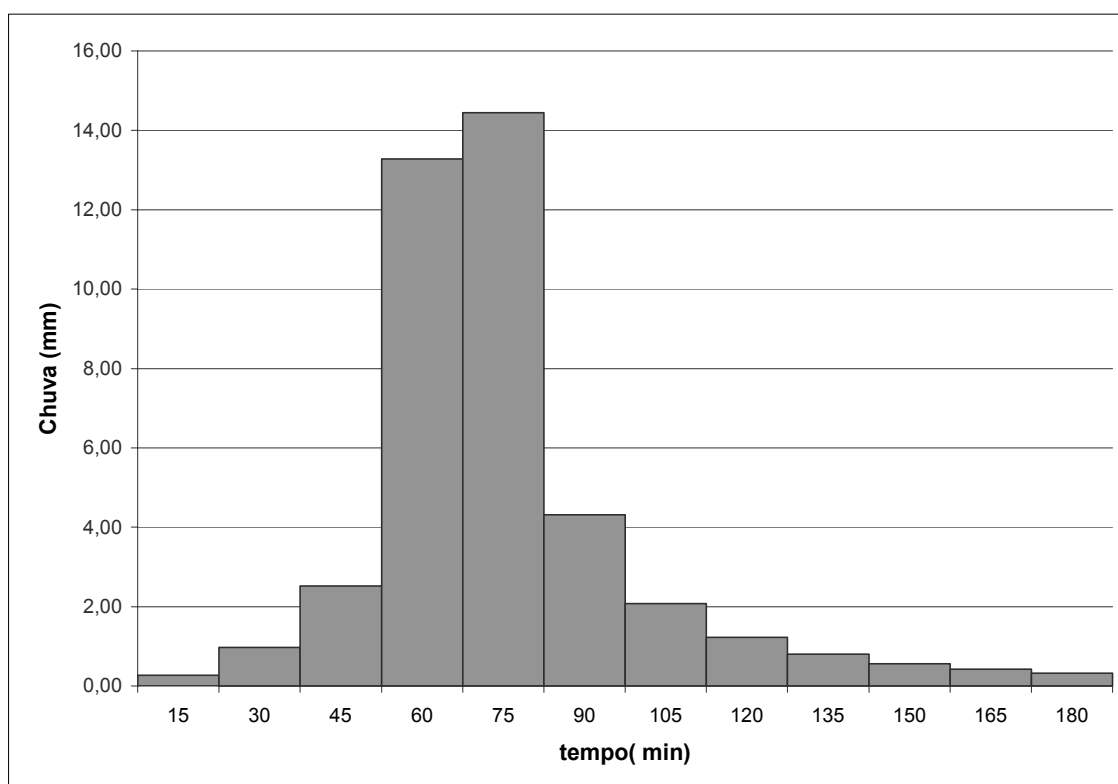


FIGURA 5.5: HIETOGRAMA DE PROJETO - TR = 50 ANOS

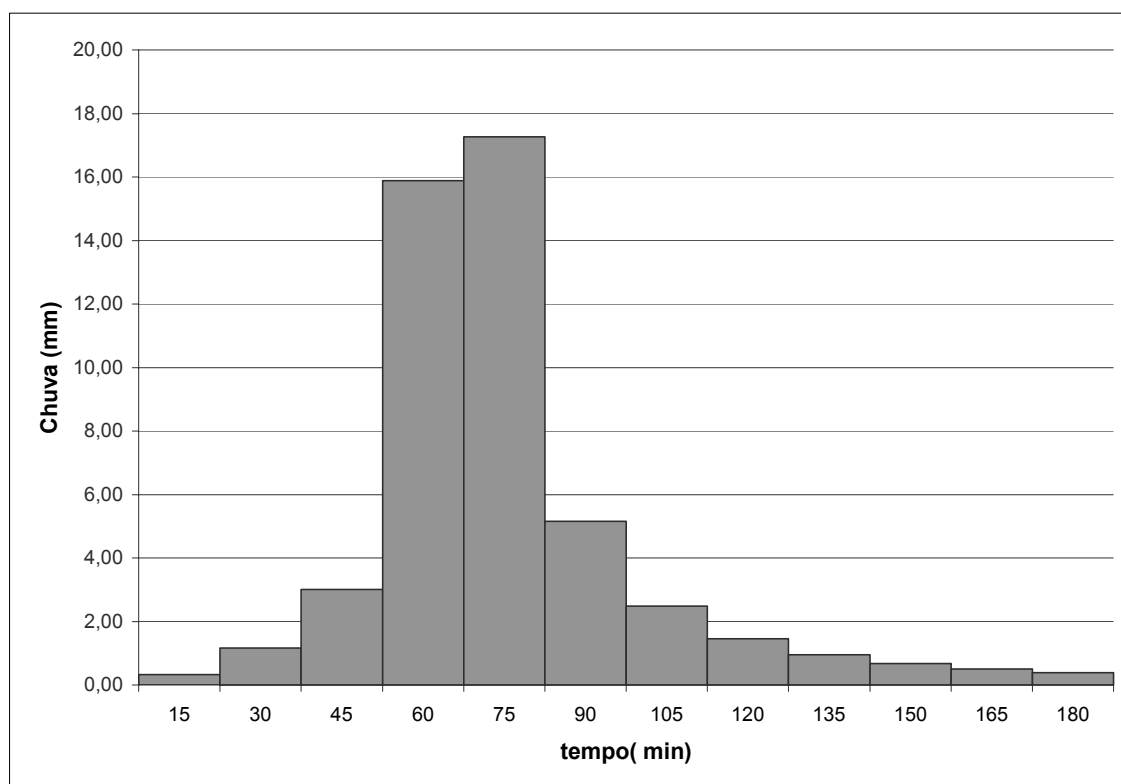


FIGURA 5.6: HIETOGRAMA DE PROJETO - TR = 100 ANOS

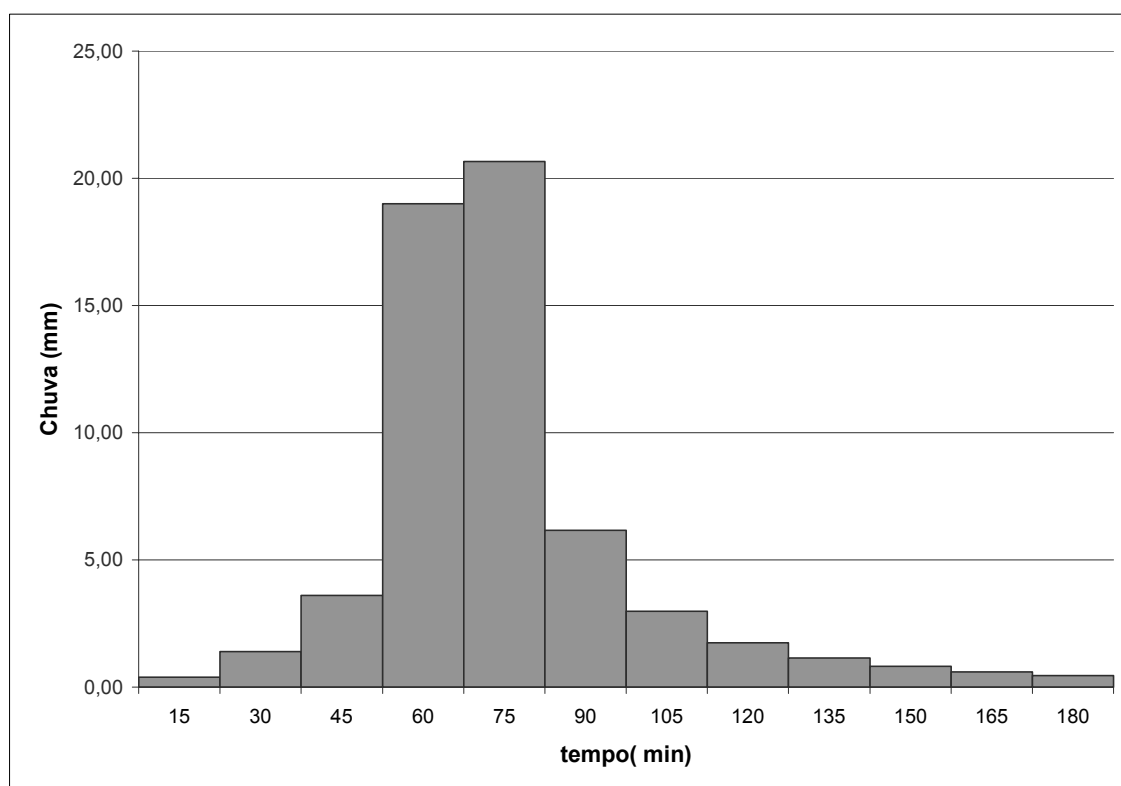


TABELA 5.2: PRECIPITAÇÕES ACUMULADAS

Tempo de retorno (anos)	Precipitação acumulada (mm)
10	32,32
25	40,94
50	48,96
100	58,54

5.4 DETERMINAÇÃO DA VAZÃO DE PROJETO

A vazão de projeto foi determinada com auxílio do programa IPH II, que é um modelo precipitação-vazão, já descrito no item 2.

5.4.1 Dados utilizados

Para a calibração do modelo IPH II, selecionou-se três eventos de cheia entre os anos de 1998 e 2001 para a estação Vargem Grande, situada próximo à foz do rio Palmital.

Os dados de chuva foram obtidos da estação Curitiba, que tem leituras de hora em hora, apropriados para a calibração do modelo.

Apesar de haver leituras diárias de chuva desde o ano de 1884, foram selecionados eventos apenas para o período mencionado devido ao fato das leituras horárias de chuva existirem somente a partir de 1998.

As localizações dos postos utilizados para este trabalho encontram-se na figura 5.7.

TABELA 5.3: EVENTOS SELECIONADOS

Cheia	Data de início	Duração (horas)
1) agosto/1998	07/08/1998	504
2) setembro/1998	24/09/1998	408

3) julho/2001	27/7/2001	400
---------------	-----------	-----

DADOS PLUVIOMÉTRICOS

Os dados de precipitação utilizados na calibração do modelo são da estação CURITIBA (código DNAEE 02549006), mantida pelo SIMEPAR. Esta estação foi utilizada devido ao fato de não haver estações pluviográficas na bacia de estudo. Este posto se localiza a cerca de 8,70 km da bacia. A série tem dados horários desde 10/07/1998 a 24/02/2003.

DADOS FLUVIOMÉTRICOS

Foram utilizados os dados da estação Vargem Grande (código DNAEE 65006055), mantida pela SUDERHSA, que está situada próximo à foz do Rio Palmital.

A tabela 5.4 apresenta os picos observados em Vargem Grande para cada cheia estudada.

TABELA 5.4:VAZÕES MÁXIMAS POR EVENTO

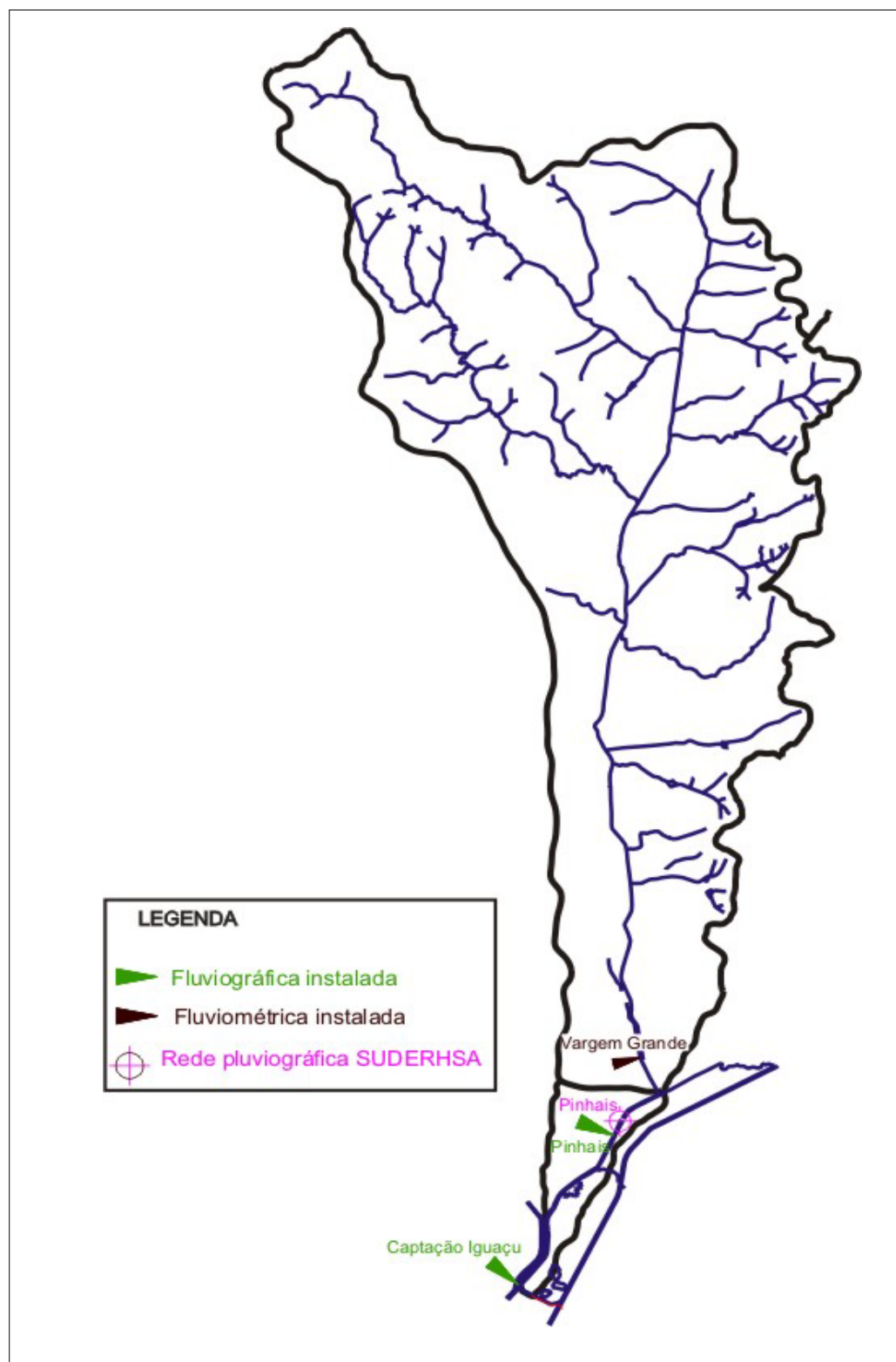
Data	Pico de Vazão(m ³ /s)
06/07/1998	16,66
08/08/1998	30,60
27/7/2001	25,45

EVAPOTRANSPIRAÇÃO

Estes dados são diários e foram fornecidos pelo CEHPAR, a partir de cálculos para a estação PIRAQUARA. Os dados foram multiplicados por

coeficientes de ponderação, de forma a concentrá-las nos horários de maior insolação (das 7h às 17h) e em função da radiação solar média em dia claro.

FIGURA 5.7: LOCALIZAÇÃO DOS POSTOS PLUVIOMÉTRICOS E FLUVIOMÉTRICOS UTILIZADOS



Os coeficientes de ponderação usados foram obtidos dos arquivos de dados usados por Beven et al. [1994], no modelo semi distribuído de simulação do ciclo hidrológico, TOP MODEL. Estes coeficientes são os mostrados na tabela 5.5.

TABELA 5.5: COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO PARA EVAPOTRANSPIRAÇÕES HORÁRIAS

Hora do dia	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Coeficientes	0,034	0,066	0,094	0,114	0,127	0,132	0,127	0,114	0,094	0,066	0,034

FONTE: MINE [1998]

CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DA BACIA

A tabela 5.6 mostra as seguintes características físicas da bacia na estação Vargem Grande: Área de drenagem A_d (km²), comprimento do talvegue principal L (km), diferença de nível entre o ponto mais afastado da bacia e o ponto considerado H (m), declividade S (m/1000) e os tempos de concentração calculados pelas fórmulas de Kirpich e Dooge, respectivamente:

Onde: t_c = tempo de concentração da bacia (min)

L = extensão do talvegue (km)

$$t_c = 57 \cdot \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0,385}$$

H = diferença de nível entre o ponto mais afastado e o ponto considerado (m)

$$t_c = 1,75 \cdot \frac{A^{0,41}}{S^{0,17}}$$

Onde: t_c = tempo de concentração da bacia(h)

A = área da bacia (km²)

S = declividade da bacia em m/1000

TABELA 5.6: CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DA BACIA

Área (km ²)	L(km)	H(m)	S(m/1000)	tc(h)	
				Kirpich	Dooge
95	24,04	140	5,8	5,57	3,7

5.4.2 Calibração do modelo IPH II

Os parâmetros a serem calibrados são:

- a) $R_{\text{máx}}$ - capacidade máxima do reservatório de interceptação (mm);
- b) I_0 - capacidade de infiltração para $t = 0$ (mm/ Δt);
- c) I_b - capacidade de infiltração mínima (mm/ Δt);
- d) h - Parâmetro empírico função do tipo de solo (adimensional);
- e) K_{sup} - Coeficiente de recessão do escoamento superficial (Δt);
- f) K_{sub} - Coeficiente de recessão do escoamento subterrâneo (Δt);

Os parâmetros foram obtidos por tentativa e erro, estabelecendo-se um conjunto que fosse satisfatório.

Apenas um parâmetro foi fixado inicialmente, o parâmetro K_{sub} da equação de recessão do escoamento subterrâneo, foi adotado o valor de 300 horas, obtido a partir da relação Q_t / Q_{t-1} .

As condições iniciais adotadas são a percolação inicial igual à vazão de base no início do evento e vazão superficial nula, pois a calibração sempre era iniciada em um período de recessão.

O histograma tempo-área sintéticos foi obtido com coeficiente igual a 1,5. O intervalo de tempo de calibração foi igual a 60 minutos (3600 segundos), pois as leituras de precipitação para o posto Curitiba são de hora em hora.

A taxa de impermeabilização foi determinada da seguinte forma: determinou-se (através da planimetria do mapa cedido pela COMEC) a área da mancha urbana (áreas urbanizadas). A partir deste valor descontou-se metade desta área considerando que existem áreas não ocupadas, áreas não pavimentadas e que a ocupação máxima do lote é de 50%. Obteve-se então o valor de 15% de áreas impermeabilizadas na bacia. Na figura 5.8 é mostrado a mancha de urbanização.

Na tabela 5.7 são apresentados os resultados da calibração para cada

A observação da tabela 5.7 permite tirar as seguintes conclusões:

a) o parâmetro I_0 (capacidade de infiltração inicial) apresentou certa variabilidade. Isto ocorre pois este parâmetro tem forte ligação com o estado de umidade do solo no início do evento;

b) o parâmetro I_b (capacidade de infiltração mínima) é o menos sensível entre os parâmetros de infiltração, permanecendo constante em todos os eventos;

c) o tempo de percurso da onda foi estimado inicialmente como igual ao tempo de concentração obtido pela equação de Dooge, tendo sido ajustado para que se obtivesse a melhor coincidência dos picos.

Os parâmetros utilizados para as simulações são os do evento julho de 1998, por terem apresentado o menor valor de R^2 .

As figuras 5.9 a 5.11 mostram a comparação entre os hidrogramas calculados e observados.

FIGURA 5.9: HIDROGRAMAS CALCULADO E SIMULADO - EVENTO JULHO DE 1998

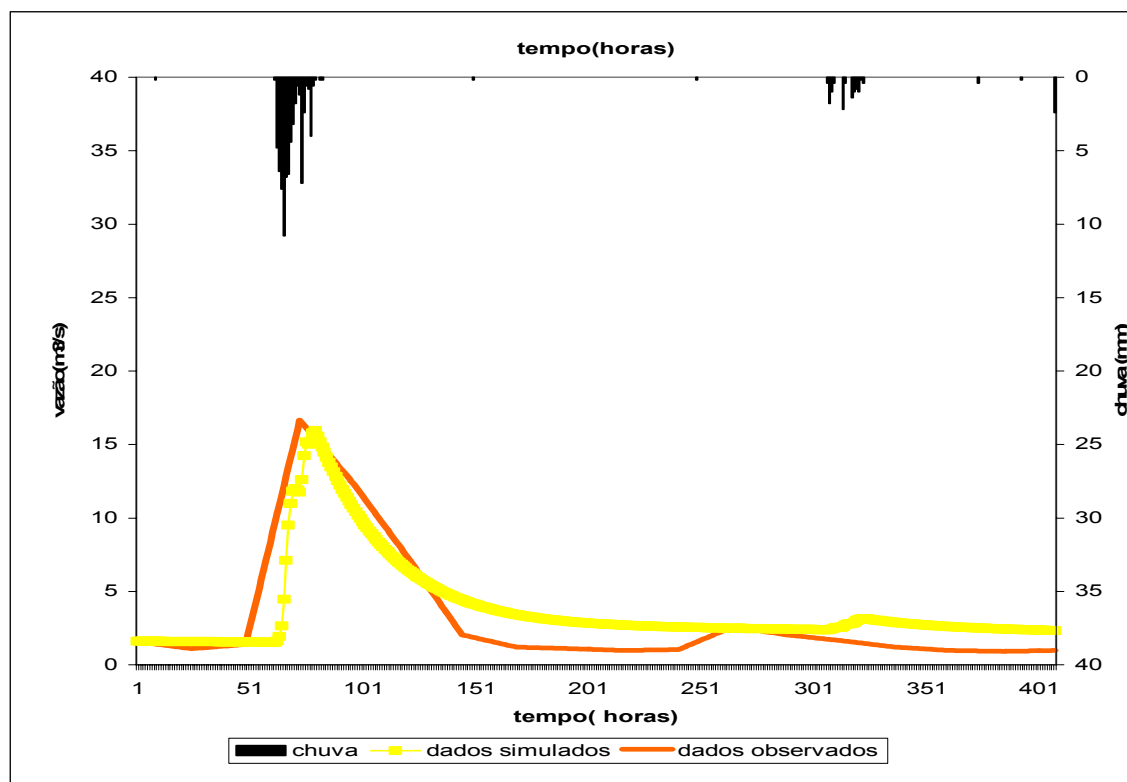


FIGURA 5.10: HIDROGRAMAS OBSERVADO E CALCULADO - EVENTO AGOSTO DE 1998

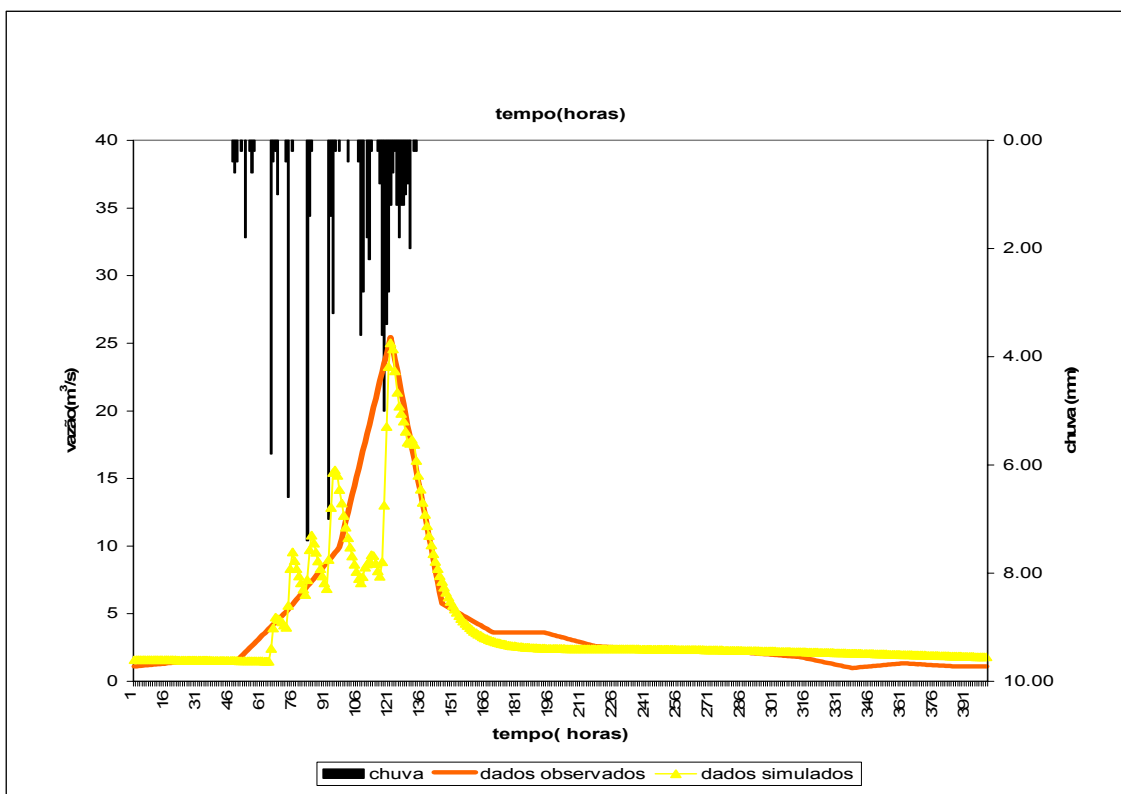
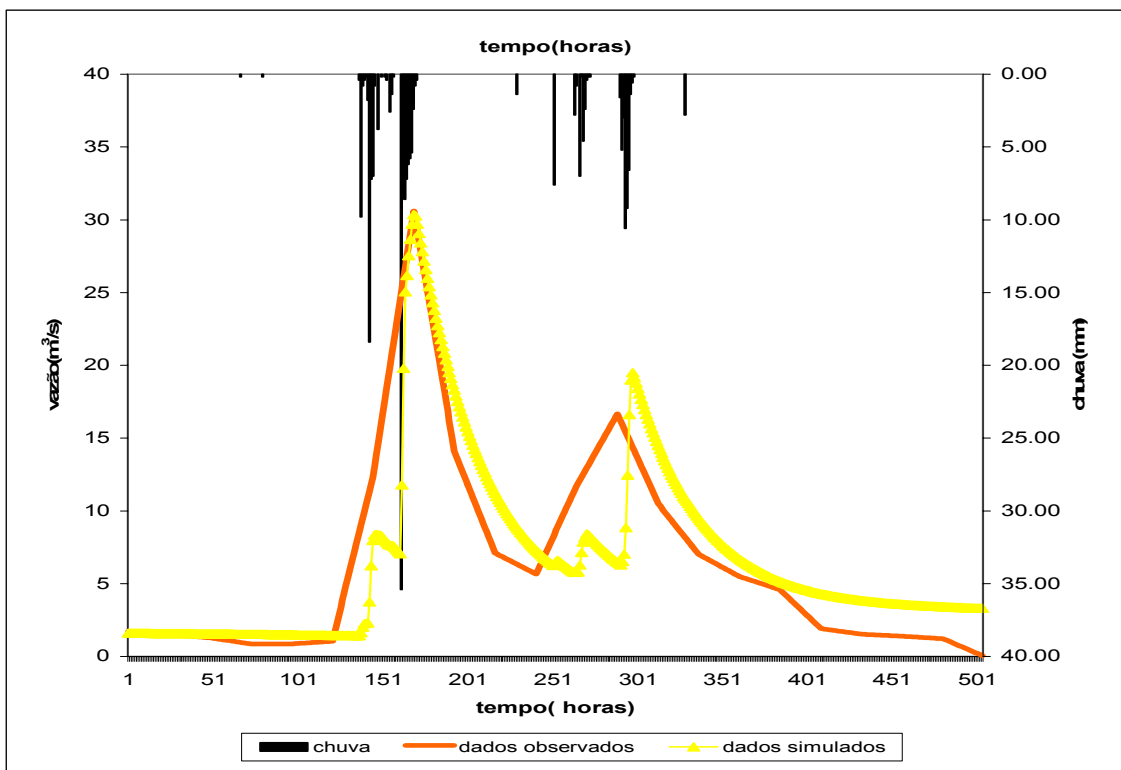


FIGURA 5.11: HIDROGRAMAS OBSERVADO E CALCULADO - EVENTO JULHO DE 2001



5.4.3 Obtenção da vazão de projeto

Com o modelo calibrado, inseriu-se o hietograma de projeto no modelo, e obteve-se os hidrogramas ilustrados nas figuras 5.12 5.13, 5.14 e 5.15, para os tempos de retorno de 10, 25, 50 e 100 anos.

As simulações utilizando a chuva de projeto foram feitas em intervalos de 15 em 15 minutos, para que a distribuição temporal da chuva fosse mostrada de melhor maneira. Para tanto foi necessário converter as unidades dos parâmetros para este intervalo de tempo.

Na tabela 5.8 são apresentados os valores convertidos, onde Δt é a unidade de tempo (15 minutos).

TABELA.5.8: PARÂMETROS COM AS UNIDADES CONVERTIDAS

Evento	I_o (mm/ Δt)	I_b (mm/ Δt)	h	K_{sup} (Δt)	K_{sub} (Δt)	$R_{m\acute{a}x}$	t_p (Δt)
6/7/1998	2.75	0,063	0,85	140	1200	2	12

Na tabela 5.9 são apresentados os valores dos picos dos hidrogramas calculados.

O tempo de pico para todos os hidrogramas é de 8 horas. Todos os hidrogramas obtiveram o mesmo tempo de pico devido ao fato de que a distribuição da chuva segue o mesmo modelo para todos os tempos de retorno.

TABELA 5.9 PICOS DOS HIDROGRAMAS

TR (anos)	Atual	Tendencial
	Vazão de pico (m^3/s)	Vazão de pico (m^3/s)
10 anos	17,54	18,47
25 anos	23,17	24,17
50 anos	28,57	29,61
100 anos	35,34	36,39

FIGURA 5.12: HIDROGRAMA - CENÁRIOS ATUAL E TENDENCIAL - TR = 10 ANOS

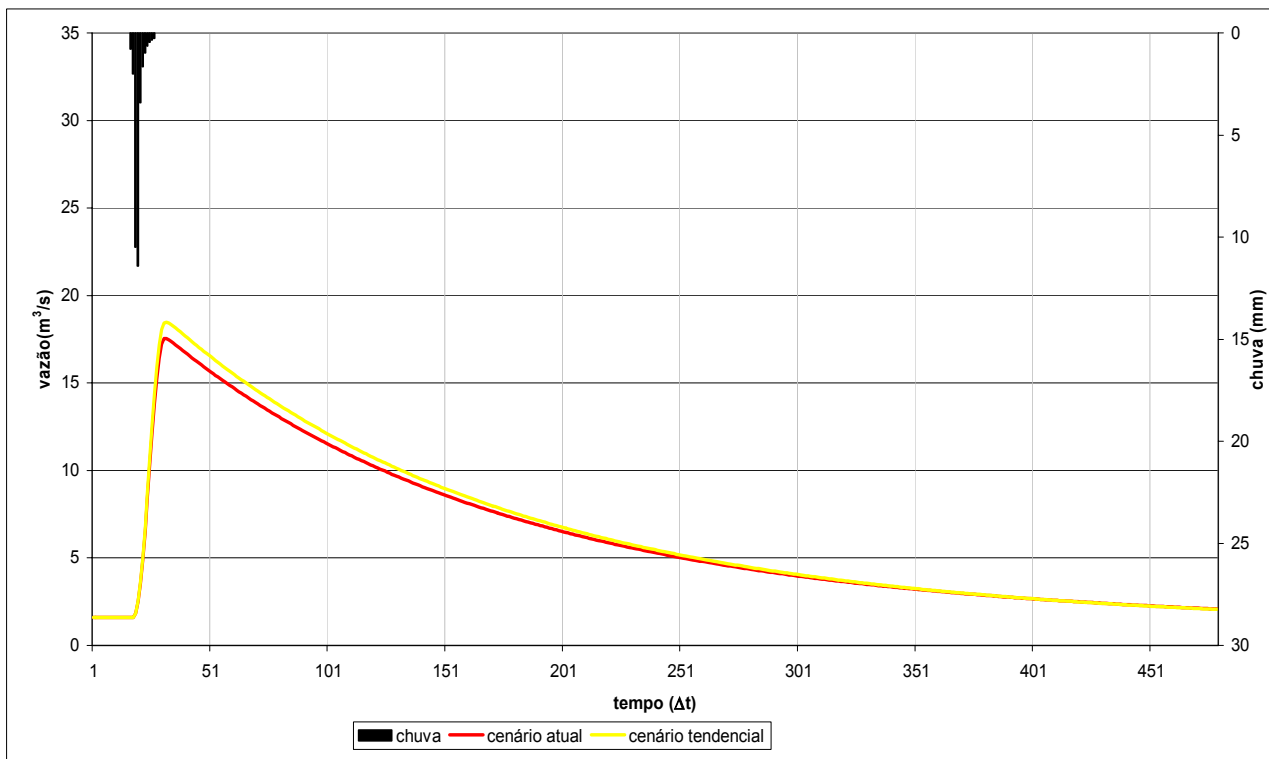


FIGURA 5.13: HIDROGRAMA - CENÁRIOS ATUAL E TENDENCIAL- TR = 25 ANOS

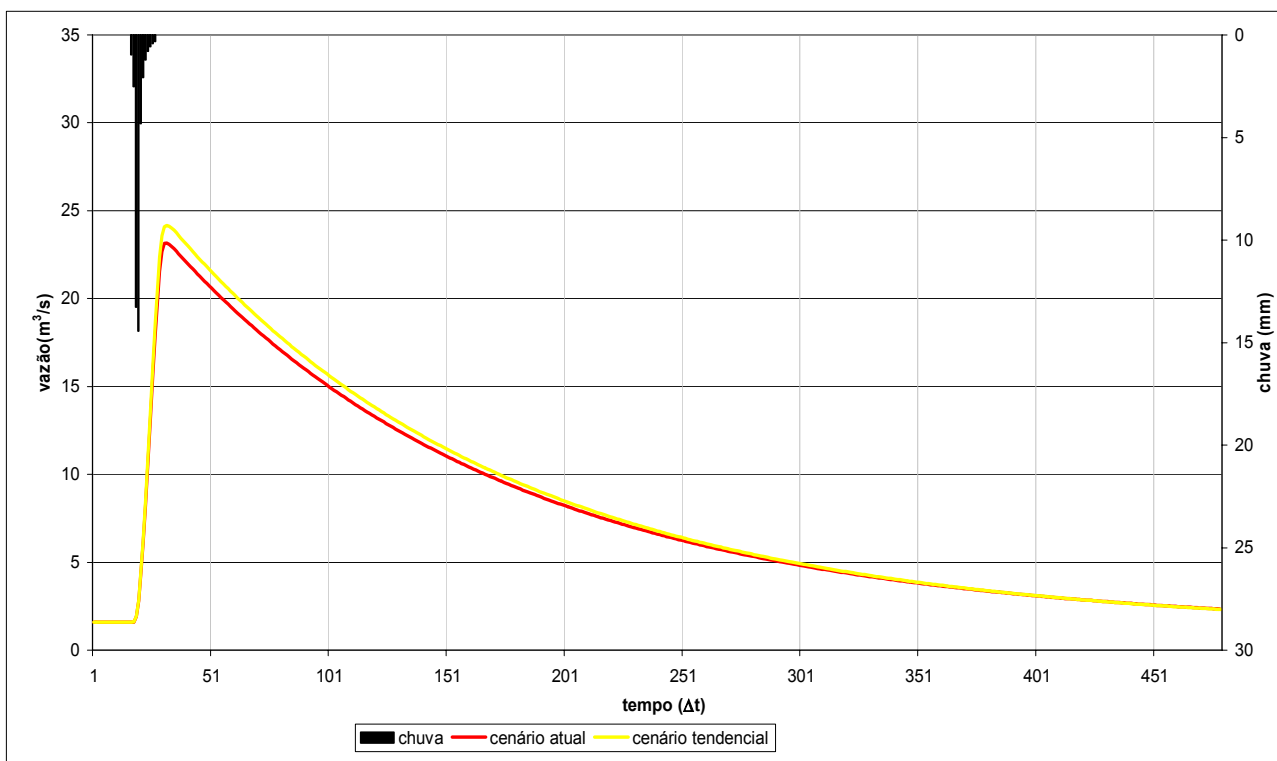


FIGURA 5.14: HIDROGRAMA - CENÁRIOS ATUAL E TENDENCIAL - TR = 50 ANOS

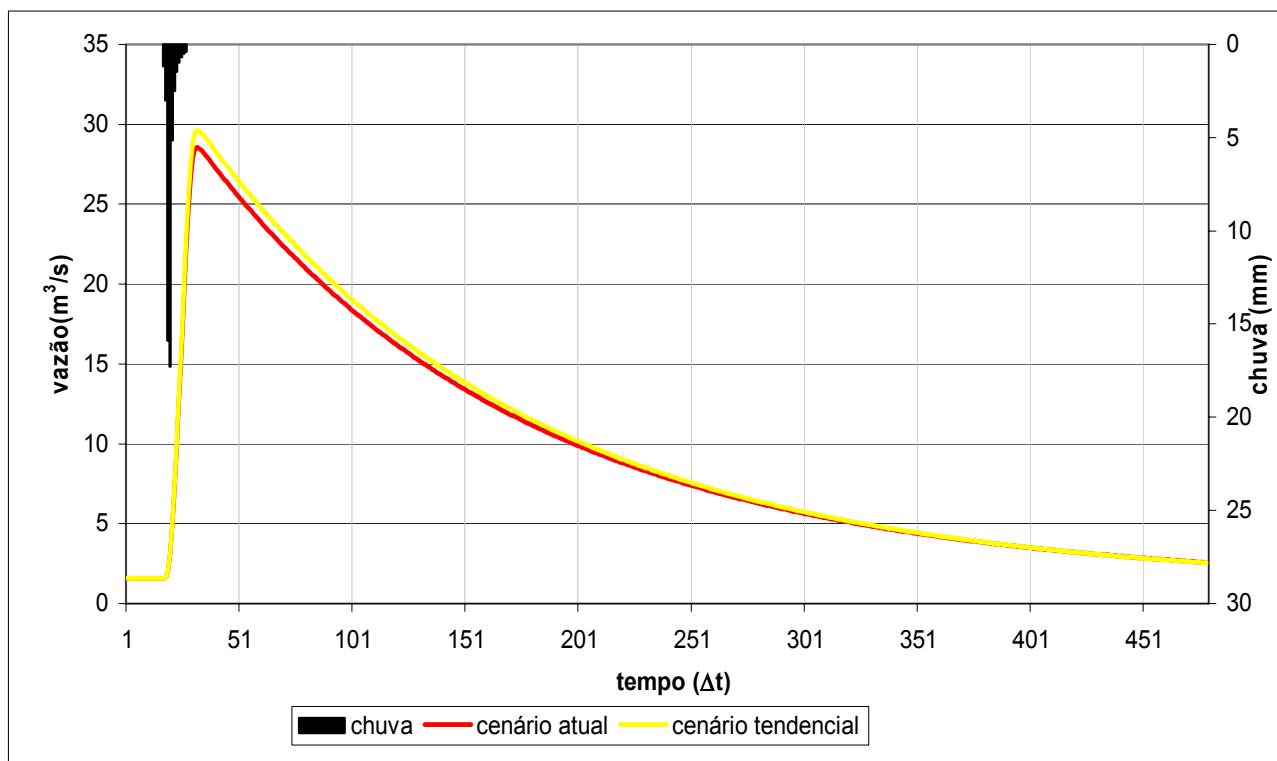
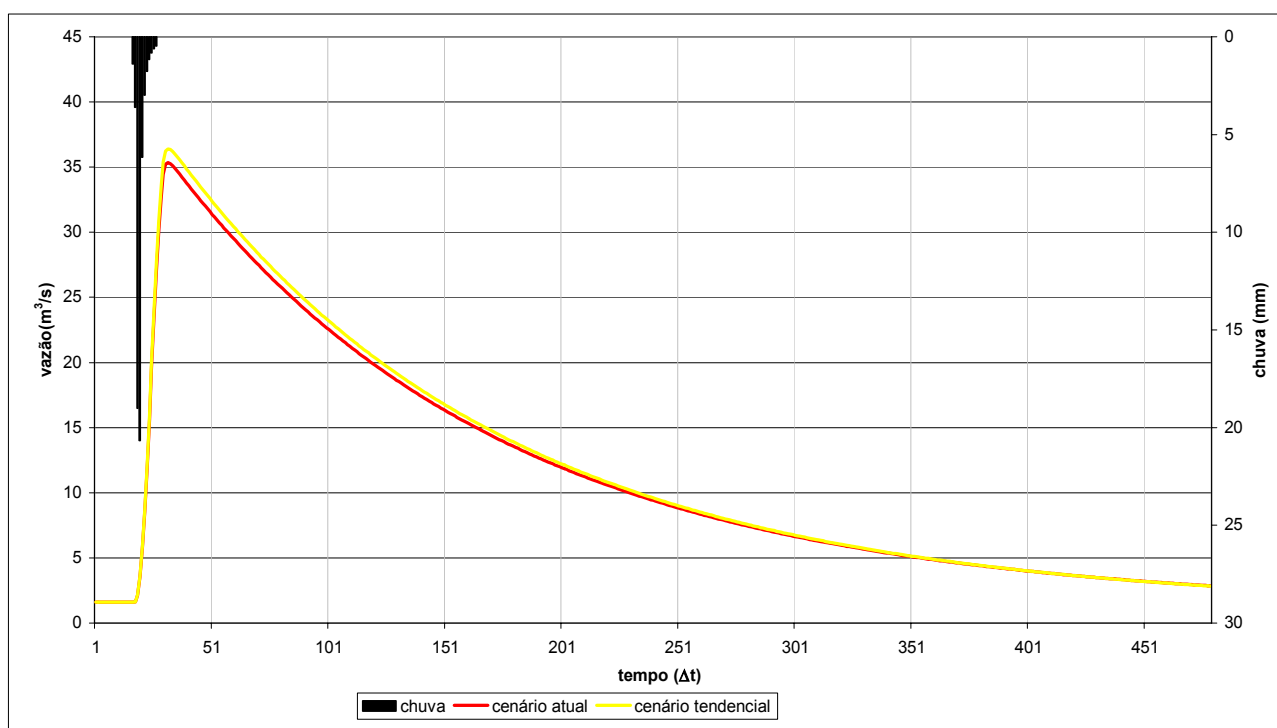


FIGURA 5.15: HIDROGRAMA - CENÁRIO ATUAL - TR = 100 ANOS



Analisando as figuras pode-se perceber que o aumento da impermeabilização em 7,5% não causou grande aumento nas vazões, sendo que o aumento médio foi de $1 \text{ m}^3/\text{s}$. Também não houve alteração no tempo de resposta da bacia. Isto mostra que a impermeabilização nesta bacia não trará grandes alterações na drenagem. O impacto da urbanização é mais significativo para precipitações de maior frequência, onde o efeito da infiltração é mais importante. Nas precipitações de baixa frequência, ou seja, com alto tempo de retorno, a tendência é que a medida que aumenta o risco diminua a diferença relativa entre as vazões máximas antes e depois do aumento da impermeabilização.

5.5 DETERMINAÇÃO DOS NÍVEIS DE INUNDAÇÃO

Para a determinação dos níveis de inundação foram necessários os seguintes dados:

- a) dados geométricos
 - Seções transversais;
 - Sistema do rio (o canal principal e afluente).
- b) dados hidráulicos
 - Coeficiente de Manning (n);
 - Coeficientes de contração e expansão.
- c) dados de vazão
 - Vazões de projeto;
 - Divisão da vazão por trecho;
 - Condições de contorno.

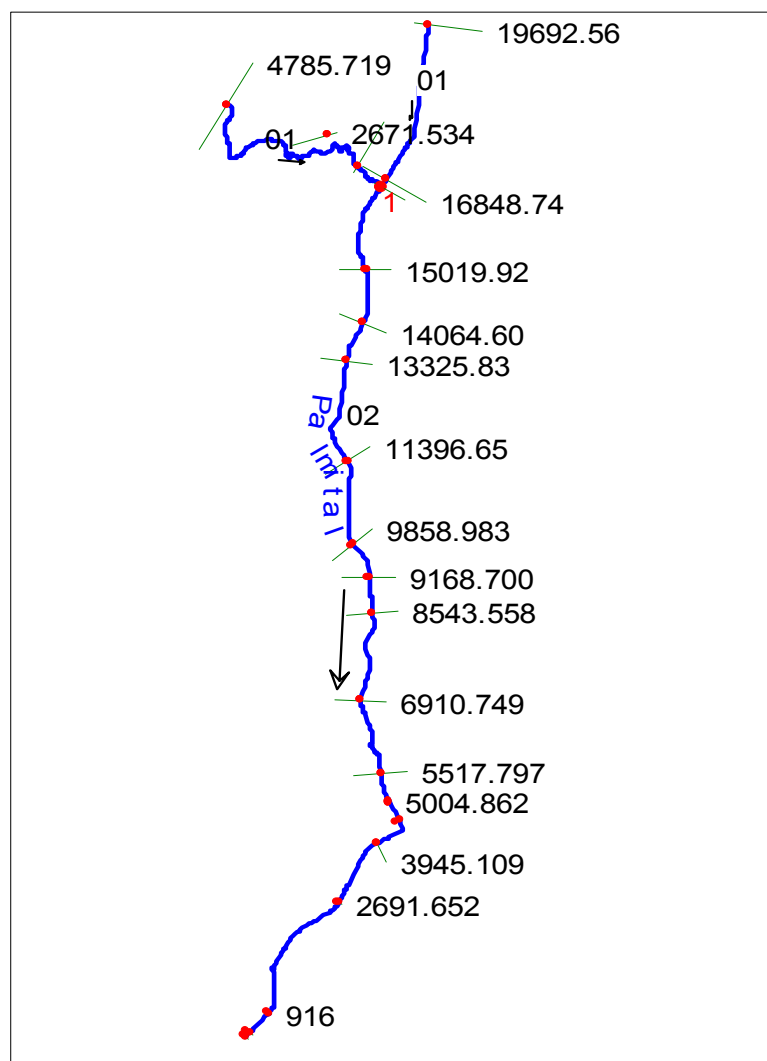
A geometria do canal, ou seja, o sistema do rio, foi obtida através da base cartográfica da COMEC, com data base de 1985. A geometria foi inserida no programa HEC-RAS através das coordenadas geográficas, ou seja, a geometria está

georreferenciada. O sistema do rio e a localização das seções transversais são apresentados no programa HEC-RAS como mostra a figura 5.16.

O único afluente significativo é o rio Cachoeira, único que aparece na figura 5.16. Os demais afluentes são pequenos e não têm grande importância para este estudo.

O rio Palmital foi dividido em 2 trechos. O trecho de montante, denominado trecho 01, está localizado da nascente até a confluência com o rio Cachoeira. O trecho de jusante está localizado da confluência com o rio Cachoeira até a barragem da captação Iguaçu.

FIGURA 5.16: ESQUEMA DO RIO E SEÇÕES TRANSVERSAIS



As seções transversais do canal principal foram obtidas primeiramente junto ao CEHPAR, que não contemplavam a planície de inundação. A obtenção deste dado foi feita com auxílio dos mapas fornecidos pela COMEC, que possuem curvas de nível de 5 em 5 metros. Através da geração do modelo digital do terreno, obteve-se a geometria das planícies.

As seções transversais do rio Cachoeira e do trecho 01 do rio Palmital foram retiradas do modelo digital do terreno. A geometria da seção na área do leito menor foi obtida através de levantamentos feitos nos locais das seções. As seções transversais utilizadas são mostradas na tabela 5.10.

TABELA 5.10: SEÇÕES TRANSVERSAIS USADAS NA SIMULAÇÃO

Rio	Trecho	Denominação	Cota de fundo (m)
Palmital	1	19692,56	903,84
Palmital	1	16848,74	890,31
Palmital	2	16629,56	891,4
Palmital	2	15019,92	886,85
Palmital	2	14064,6	887,32
Palmital	2	13325,83	884,54
Palmital	2	11396,65	880,78
Palmital	2	9858,983	877,95
Palmital	2	9168,7	876,32
Palmital	2	8543,558	876,8
Palmital	2	6910,749	875,18
Palmital	2	5517,797	872,34
Palmital	2	5004,862	872,2
Palmital	2	4631,058	870,74
Palmital	2	3945,109	872,04
Palmital	2	2691,652	870,43
Palmital	2	916	868,76
Palmital	2	213	868,68
Palmital	2	28,169	868,66
Cachoeira	1	4785,719	917,7
Cachoeira	1	2671,534	902,7
Cachoeira	1	562,429	895,5

Além das seções mencionadas acima, foram interpoladas seções de 15 em 15 metros, para que se obtivesse uma melhor resposta do programa.

Deve-se ter em mente que o método adotado para a obtenção destes dados não é o mais indicado, pois pode implicar em erros, principalmente se os dados do modelo digital forem antigos, como é o caso, que a base cartográfica é de 1985. O ideal seria a obtenção de dados através de levantamentos batimétricos.

Não foram inseridas no programa as singularidades, como pontes, devido ao fato de que as pontes existentes no rio Palmital não exercem controle no escoamento, apesar de proporcionar uma pequena perda de carga, tendo sido desconsiderados neste estudo.

O coeficiente de Manning foi obtido através da calibração do modelo, descrita a seguir.

Os coeficientes de expansão e contração adotados foram retirados da tabela 3.1 para transições graduais, sendo de 0,1 para a contração e 0,3 para a expansão.

Quanto aos dados de vazão, as vazões de projeto foram obtidas com o modelo IPH II. A vazão calculada é a da estação Vargem Grande. A distribuição destas vazões na bacia foi feita de maneira pontual, como exige o programa HEC-RAS. Além das vazões calculadas foram feitas simulações com a vazão da enchente de janeiro 1995, por se tratar de uma grande vazão registrada na região do Alto Iguaçu.

Na figura 5.17 são mostrados os locais de inserção destas vazões. Os valores utilizados para cada seção foram obtidos através da vazão por unidade de área, ou seja, a vazão total na estação Vargem Grande foi dividida pela área da bacia (97 km²) e multiplicada pela área da sub bacia que contribui na seção. Na figura 5.18 são mostradas as sub bacias.

A condição de contorno utilizada foi a curva de descarga da régua da barragem da captação Iguaçu. Esta condição foi selecionada após a constatação de que o escoamento é fluvial, ou seja, é regulado pela condição de jusante e que para

vazões médias e altas não há controles hidráulicos intermediários.

FIGURA 5.17: LOCAIS DE INSERÇÃO DAS VAZÕES

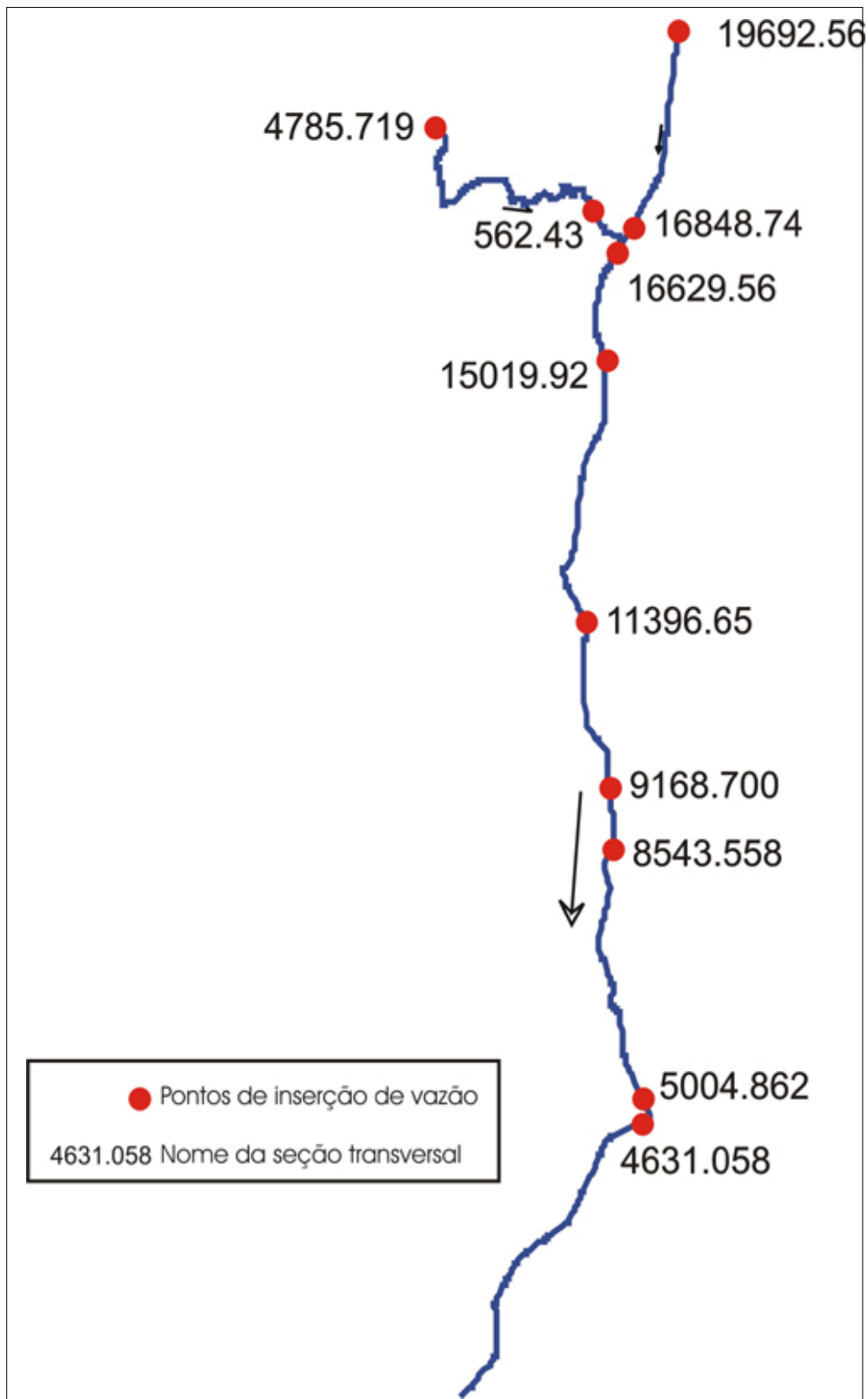
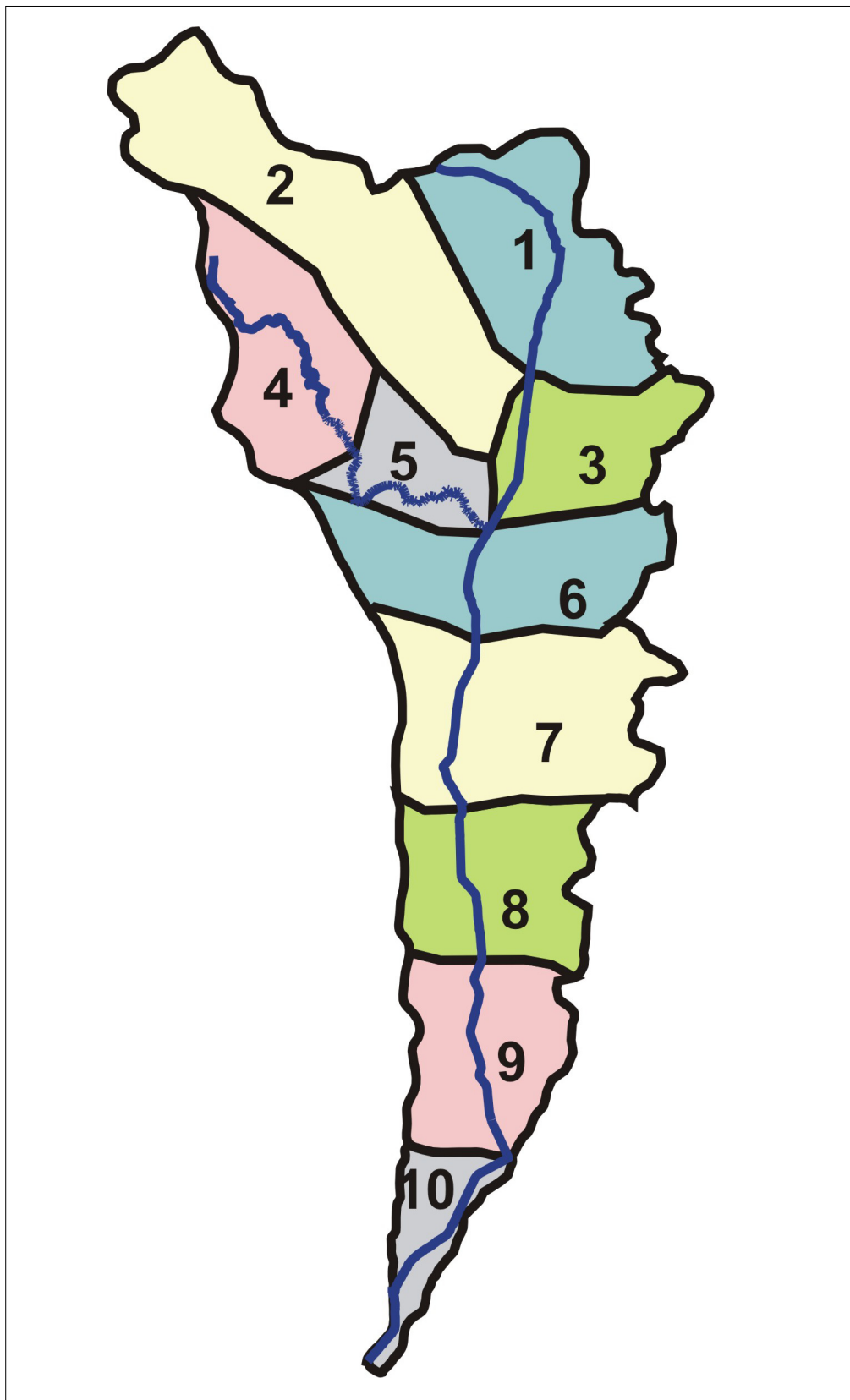


FIGURA 5.18: LOCALIZAÇÃO DAS SUB BACIAS

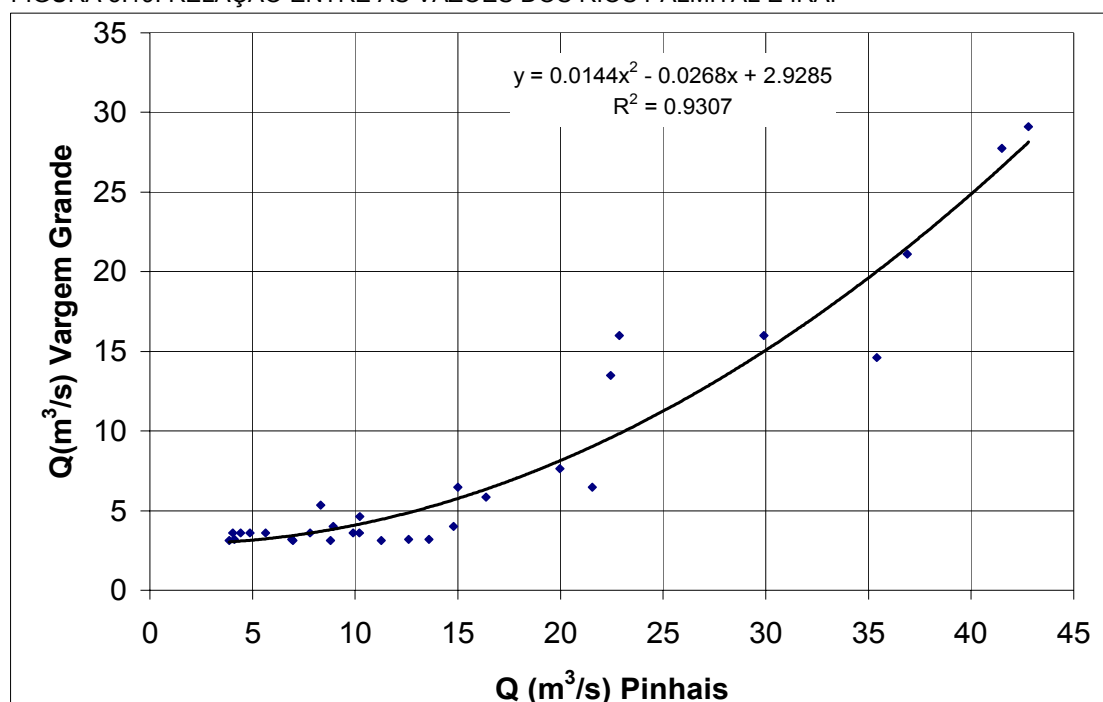


5.5.1 Calibração do coeficiente de Manning

Para a calibração deste parâmetro é necessário conhecer níveis em dois locais, pois inserindo uma vazão conhecida, obtém-se o nível nas duas seções. Com base neste nível, varia-se o valor do coeficiente de rugosidade até que o nível encontrado coincida com os níveis conhecidos.

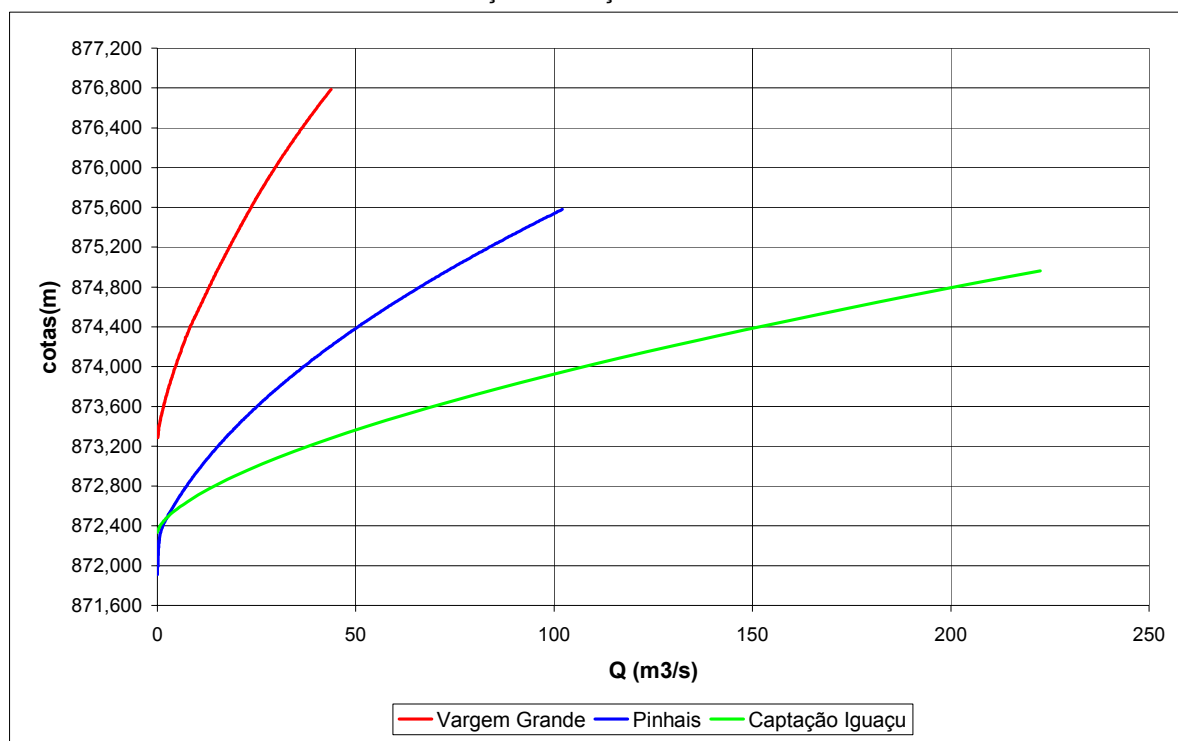
A calibração da rugosidade foi realizada para uma faixa de vazões de 3,00 m³/s a 39,74 m³/s para o posto de Vargem Grande. O procedimento iniciava-se com a definição da cota inicial em Pinhais e da cota objetivo em Vargem, com base na curva de descarga nestes postos. Uma vez que para as vazões liberadas no rio Iraí a jusante da captação Iraí da SANEPAR não existem regras de operação claras considerou-se a relação entre as vazões do rio Palmital e do rio Iraí, ajustando uma curva aos pontos para a definição das vazões do rio Iraí. A figura 5.19 mostra a relação entre as vazões observadas no rio Iraí e as vazões observadas no rio Palmital. Para obtenção desta relação foram utilizados dados de agosto de 2001 a agosto de 2003, para vazões acima de 3,00 m³/s no rio Palmital.

FIGURA 5.19: RELAÇÃO ENTRE AS VAZOES DOS RIOS PALMITAL E IRAÍ



Para que a calibração fosse consistente, primeiramente analisou-se as duas curvas de descarga, pois para vazões muito próximas de zero os níveis deveriam ser iguais. A figura 5.20 ilustra a comparação entre as três curvas de descarga disponíveis.

FIGURA 5.20: COMPARAÇÃO ENTRE AS CURVAS DE DESCARGA DOS POSTOS VARGEM GRANDE, PINHAIS E BARRAGEM DA CAPTAÇÃO IGUAÇU.



Analisando as curvas, pode-se perceber que existe uma diferença para as vazões próximas de zero. Atribuiu-se esta diferença aos “zeros” das réguas, que provavelmente não foram nivelados pelas mesmas referências de nível (RN). Para corrigir esta diferença, decidiu-se por considerar correta a régua da barragem da captação Iguaçu.

A correção das outras duas réguas (Pinhais e Vargem Grande) foi feita como se segue:

- somou-se a diferença de nível entre a régua da barragem e a régua de Pinhais quando a vazão tendia a zero a curva de Pinhais (43 cm), obtendo-se o valor

de 872,00 m para o zero da régua;

b) a diferença de nível entre a régua de Pinhais e da régua de Vargem Grande é de 95 cm, e considerando a existência da soleira entre Vargem Grande e Pinhais que é de cerca de 61 cm, subtraiu-se do zero da régua de Vargem Grande, obtendo o valor de 872,44 m para o zero da régua.

A figura 5.21 mostra o perfil do rio, com a localização das réguas e os novos valores para os zeros das réguas. A soleira que está situada próxima a ponte da Avenida Iraí, um pouco a montante da estação Pinhais, tem altura de 60 cm e opera como controle hidráulico para vazões baixas, sendo afogada pelo remanso do rio Iraí para vazões médias e altas que constituem o interesse desta discussão. A tabela 5.11 mostra a comparação entre os valores novos e antigos para os zeros das réguas.

A figura 5.22 mostra a comparação entre as curvas de descarga corrigidas

FIGURA 5.21: PERFIL DO RIO COM A LOCALIZAÇÃO DOS NOVOS ZEROS DAS RÉGUAS

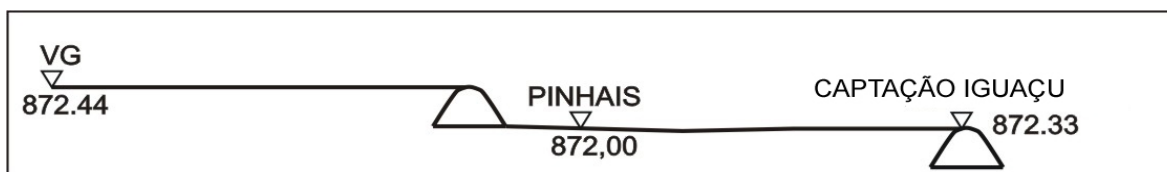


TABELA 5.11: COMPARAÇÃO ENTRE OS ZEROS ANTIGOS E CORRIGIDOS

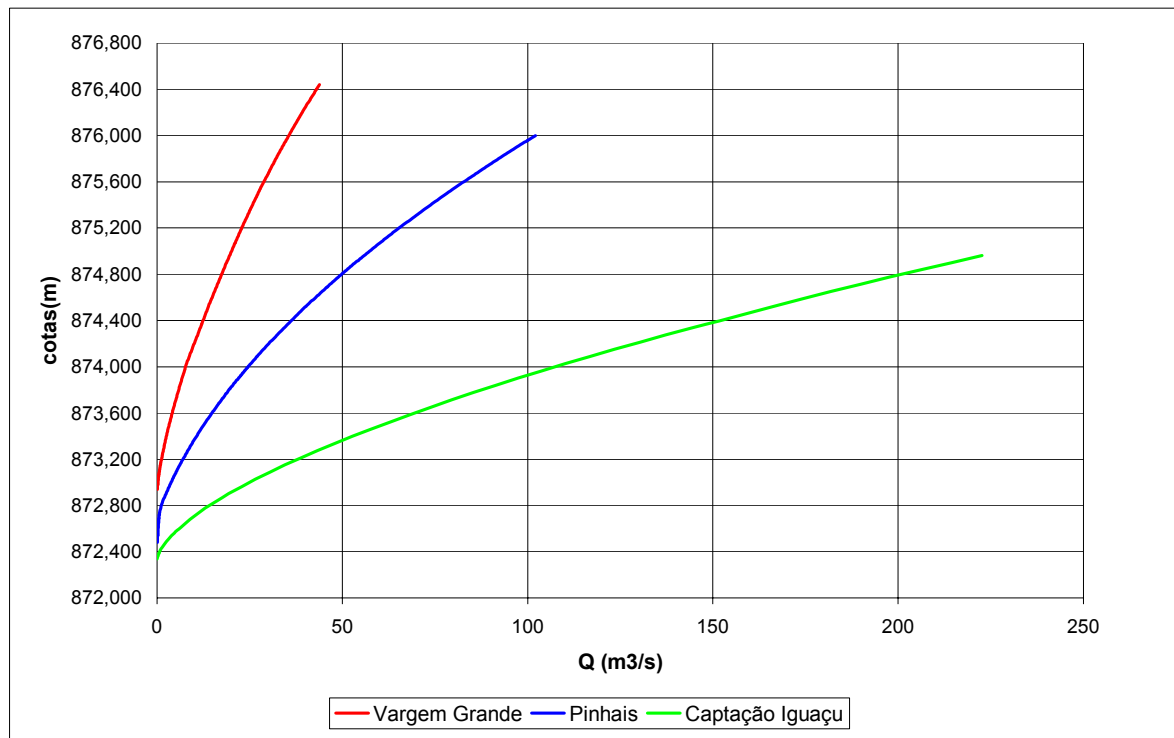
Local	Zero Antigo	Cota para $Q \approx 0$	Zero corrigido	Cota corrigida para $Q \approx 0$
Barragem da captação Iguaçu	872,34	872,34	872,34	872,34
Pinhais	871,58	871,91	872,00	872,34
Vargem Grande	872,79	873,29	872,44	872,93

Com a utilização dos valores corrigidos foram calibrados os valores do coeficiente de Manning para diversas vazões. O comportamento da rugosidade na calha principal é mostrado na figura 5.23

A rugosidade para pequenas vazões é alta e decresce com o aumento da vazão até atingir um patamar, conforme mostra CASTANHARO [2002]. Em

seguida começa a crescer gradualmente, quando o nível de água atinge áreas com mais vegetação ou lixo quanto mais se aproxima das margens.

FIGURA 5.22: COMPARAÇÃO ENTRE AS CURVAS DE DESCARGA CORRIGIDAS



Durante a calibração, percebeu-se que a planície começava a ser atingida a partir de vazões em torno de $37 \text{ m}^3/\text{s}$. Com a fixação dos valores para a calha, obteve-se os valores para a planície de inundação. Os valores obtidos são mostrados na figura 5.24. Os valores para a planície de inundação são muito superiores ao encontrados na bibliografia (GEOLOGICAL SURVEY, 1967). No entanto, quando a região é urbanizada existem obstáculos artificiais, tais como edificações, muros e os valores para o coeficiente de Manning podem chegar a extremos devido a estas obstruções, tendendo ao infinito. Neste caso, para vazões acima de $40 \text{ m}^3/\text{s}$, o coeficiente atingiu valores muito altos, que mostram que a velocidade tende a zero, ou seja, o fluxo de água encontrou alguma obstrução que impede que ele continue a fluir.

Considerando que a rugosidade varia consideravelmente com a vazão, para

estes casos, os coeficientes utilizados foram retirados das figuras 5.24 e 5.25, de acordo com a vazão.

FIGURA 5.23: VARIAÇÃO DA RUGOSIDADE DO CANAL OBTIDA PARA O RIO PALMITAL E RIO IRAÍ

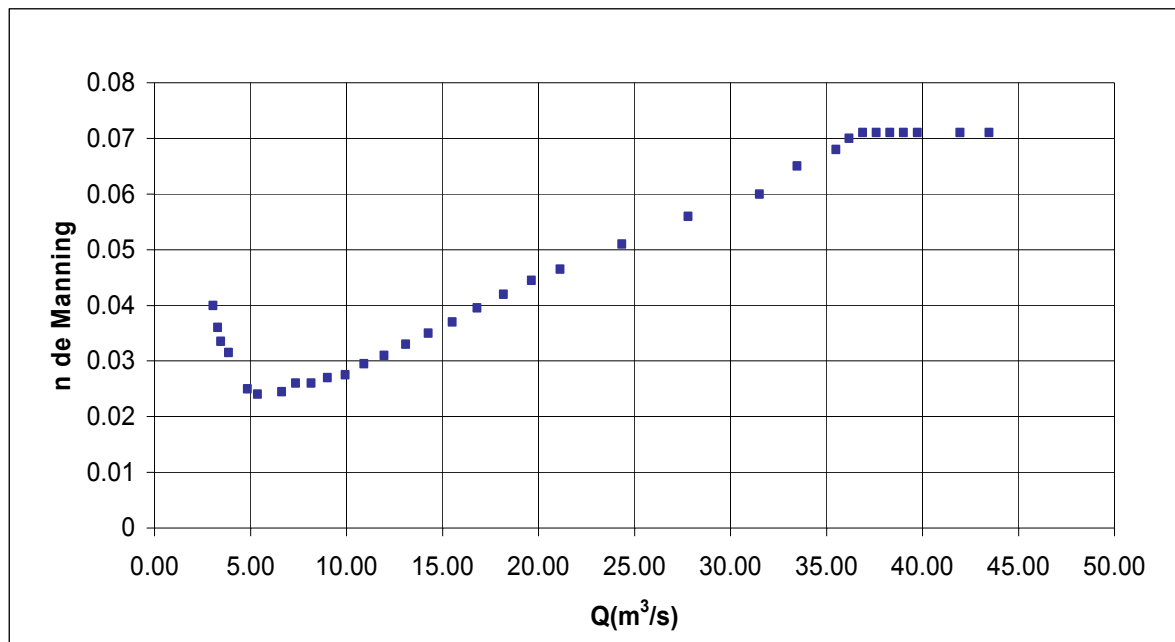
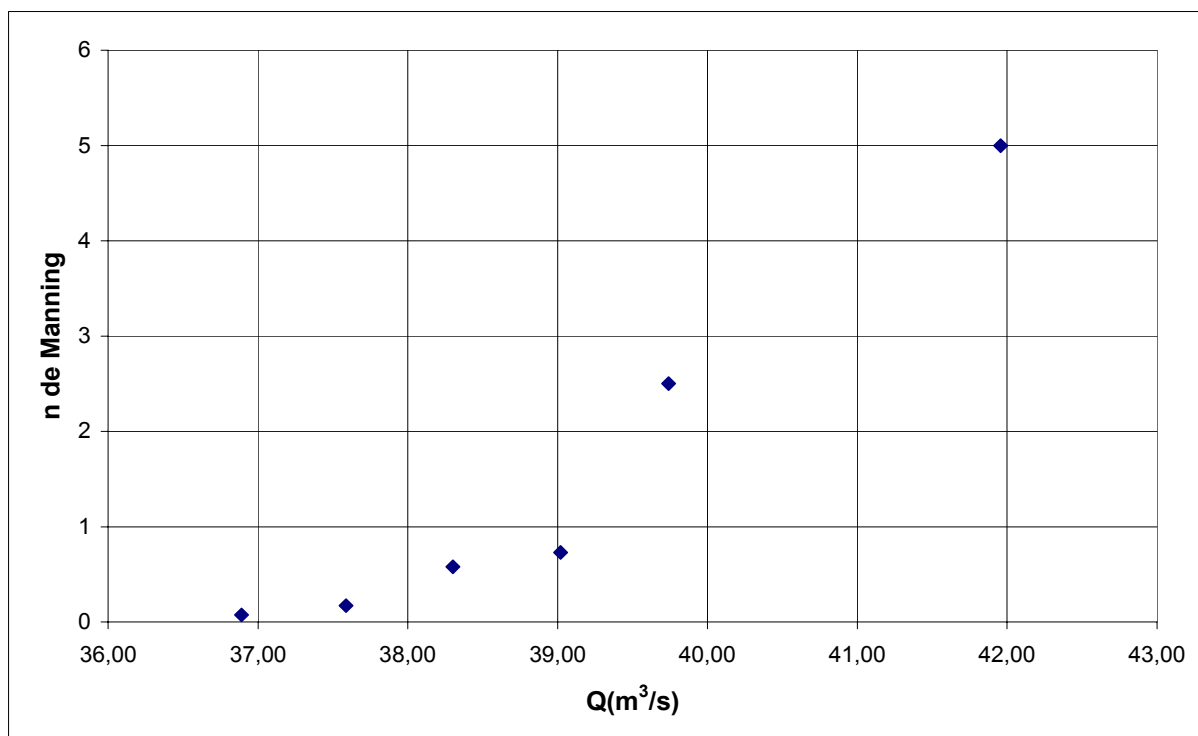


FIGURA 5.24: VARIAÇÃO DA RUGOSIDADE PARA A PLANÍCIE DE INUNDAÇÃO



5.5.2 Simulação dos níveis de inundação

De posse de todos os dados geométricos, hidráulicos e de escoamento foram realizadas as simulações dos níveis de inundação, para os tempos de retorno de 10, 25, 50 e 100 anos para os dois cenários definidos anteriormente, além da vazão da cheia de 1995.

Os valores das vazões e do coeficiente de Manning usados em cada seção estão mostrados na tabela 5.12 e 5.13. A princípio, seriam utilizados para vazões pequenas apenas um coeficiente de Manning, mas durante a calibração observou-se que a planície era atingida em locais mais a montante do trecho onde haviam sido feitas as calibrações. Por se tratarem de trecho pequenos, utilizou-se o menor número de Manning calibrado para a planície, ou seja, 0,071.

No apêndice A são mostrados os perfis de escoamento, tanto para o cenário atual quanto para o cenário tendencial, além dos resultados obtidos para cada seção a partir das simulações, onde além dos valores de nível são mostradas as seguintes variáveis:

- a) elevação das margens esquerda e direita;
- b) altura da linha de energia (EG);
- c) vazões no canal e margens, separadamente.

Observando-se os níveis para cada cenário, conforme mostra a figura 5.25, percebe-se que a variação da impermeabilização trouxe poucas diferenças nos níveis, de poucos centímetros. Isto já era esperado, uma vez que a impermeabilização está representada na vazão de projeto, que também não obteve uma grande acréscimo. Deve-se observar, no entanto, que para locais muito planos, poucos centímetros de diferença de nível podem representar aumentos consideráveis

nas áreas inundadas.

FIGURA 5.25: COMPARAÇÃO ENTRE OS NÍVEIS OBTIDOS PARA OS DOIS CENÁRIOS

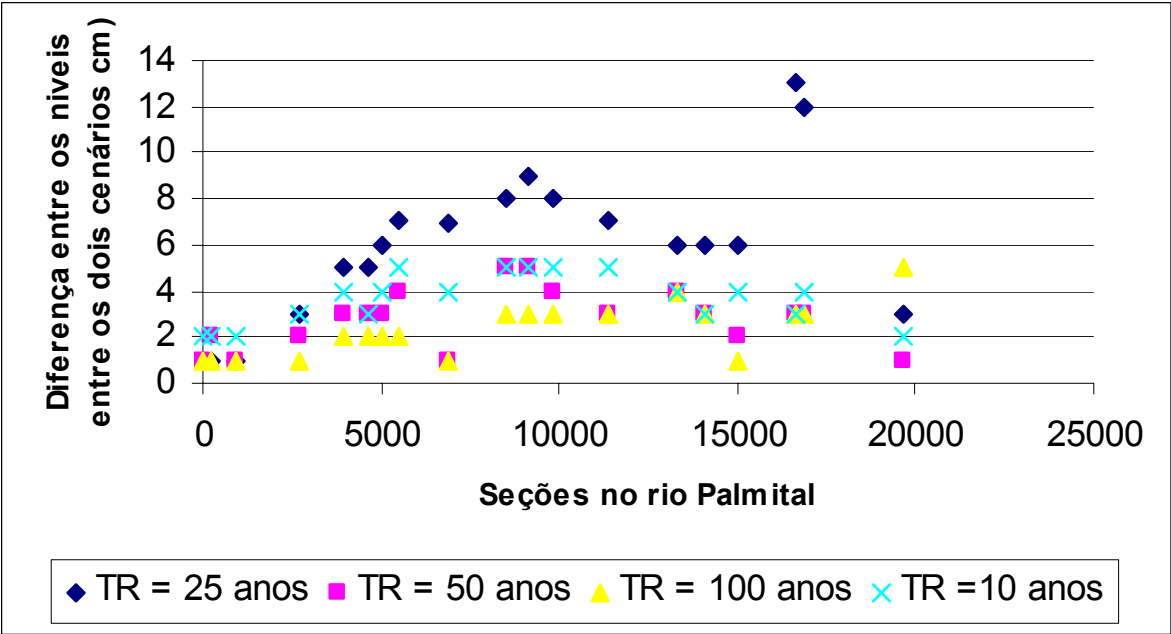


TABELA 5.12:VAZÕES NÚMERO DE MANNING – SEÇÕES – ENCHENTE DE 1995

	Seção	Vazão/seção (m^3/s)	n Manning	
			canal	planície
Cheia de janeiro/1995	19692,56	12,68	0,071	1,2
	16848,74	15,70	0,071	1,2
	4832,79	4,39	0,071	1,2
	562,43	6,28	0,071	1,2
	16629,56	21,98	0,071	1,2
	15019,92	26,57	0,071	1,2
	11396,65	32,42	0,071	1,2
	8543,56	36,25	0,071	1,2
	5004,86	39,93	0,071	1,2
	Iraí – 4631,058	40,13	0,071	1,2

TABELA 5.13: VAZÕES NÚMERO DE MANNING – SEÇÕES – CENÁRIO ATUAL

	Seção	Vazão/seção (m ³ /s)	n Manning	
			canal	planície
TR = 10 anos	19692,56	5,57	0,041	0,071
	16848,74	6,9	0,041	0,071
	4832,79	1,93	0,041	0,071
	562,43	2,76	0,041	0,071
	16629,56	9,65	0,041	0,071
	15019,92	11,67	0,041	0,071
	11396,65	14,24	0,041	0,071
	8543,56	15,92	0,041	0,071
	5004,86	17,54	0,041	0,071
	Iraí – 4631,06	32,8	0,041	0,071
TR = 25 anos	19692,56	7,36	0,049	0,071
	16848,74	9,11	0,049	0,071
	4832,79	2,55	0,049	0,071
	562,43	3,64	0,049	0,071
	16629,56	12,75	0,049	0,071
	15019,92	15,41	0,049	0,071
	11396,65	18,8	0,049	0,071
	8543,56	21,03	0,049	0,071
	5004,86	23,16	0,049	0,071
	Iraí – 4631,06	38,43	0,049	0,071
TR = 50 anos	19692,56	9,07	0,058	0,071
	16848,74	11,23	0,058	0,071
	4832,79	3,14	0,058	0,071
	562,43	4,49	0,058	0,071
	16629,56	15,73	0,058	0,071
	15019,92	19,01	0,058	0,071
	11396,65	23,2	0,058	0,071
	8543,56	25,94	0,058	0,071
	5004,86	28,57	0,058	0,071
	Iraí – 4631,06	43,15	0,058	0,071
TR =100 anos	19692,56	11,23	0,071	0,071
	16848,74	13,9	0,071	0,071
	4832,79	3,89	0,071	0,071
	562,43	5,56	0,071	0,071
	16629,56	19,45	0,071	0,071
	15019,92	23,52	0,071	0,071
	11396,65	28,7	0,071	0,071
	8543,56	32,09	0,071	0,071
	5004,86	35,34	0,071	0,071
	Iraí – 4631,06	48,4	0,071	0,071

TABELA 5.14:VAZÕES NÚMERO DE MANNING – SUB BACIAS E SEÇÕES – CENÁRIO TENDENCIAL

	Seção	Vazão/seção (m ³ /s)	n Manning	
			canal	planície
TR = 10 anos	19692.56	5.87	0.041	0.071
	16848.74	7.26	0.041	0.071
	4832.79	2.03	0.041	0.071
	562.43	2.90	0.041	0.071
	16629.56	10.17	0.041	0.071
	15019.92	12.29	0.041	0.071
	11396.65	15.00	0.041	0.071
	8543.56	16.77	0.041	0.071
	5004.86	18.47	0.041	0.071
	Iraí –	33.80	0.041	0.071
TR = 25 anos	19692.56	7.68	0.05	0.071
	16848.74	9.50	0.05	0.071
	4832.79	2.66	0.05	0.071
	562.43	3.80	0.05	0.071
	16629.56	13.30	0.05	0.071
	15019.92	16.08	0.05	0.071
	11396.65	19.63	0.05	0.071
	8543.56	21.94	0.05	0.071
	5004.86	24.17	0.05	0.071
	Iraí –	39.35	0.05	0.071
TR = 50 anos	19692.56	9.40	0.058	0.071
	16848.74	11.64	0.058	0.071
	4832.79	3.26	0.058	0.071
	562.43	4.65	0.058	0.071
	16629.56	16.29	0.058	0.071
	15019.92	19.70	0.058	0.071
	11396.65	24.03	0.058	0.071
	8543.56	26.87	0.058	0.071
	5004.86	29.60	0.058	0.071
	Iraí –	43.98	0.058	0.071
TR =100 anos	19692.56	11.56	0.071	0.071
	16848.74	14.31	0.071	0.071
	4832.79	4.01	0.071	0.071
	562.43	5.72	0.071	0.071
	16629.56	20.03	0.071	0.071
	15019.92	24.22	0.071	0.071
	11396.65	29.55	0.071	0.071
	8543.56	33.04	0.071	0.071
	5004.86	36.39	0.071	0.071
	Iraí –	49.15	0.071	0.071

6 RESULTADOS

6.1 MAPAS DE INUNDAÇÃO

A partir dos níveis de água e da base cartográfica foi possível gerar os mapas de inundação.

Com auxílio da extensão GeoRas para o programa Arc View, foi possível importar os níveis diretamente do programa HEC-RAS. Com estes dados o próprio programa gera os polígonos de inundação, com base na cartografia que já deve estar inserida num arquivo do programa Arc View.

Foram gerados dois mapas mostrando as áreas de inundação para 10, 25, 50 e 100 anos de período de retorno. A figura 6.1 mostra o mapa para o cenário atual e a figura 6.2 o mapa para o cenário tendencial, em escalas gráficas. A figura 6.3 mostra a área de inundação para a enchente de 1995. O apêndice C mostra os mapas para os cenários atual e tendencial em escala 1:10.000 para que se possa fazer uma análise mais detalhada dos resultados.

A partir da análise dos mapas é possível verificar que os níveis simulados não foram bem representados pelo programa para a parte baixa da bacia, nos locais mais próximos à foz. Atribui-se este fato à deficiência na base cartográfica que apresenta curvas de 5 em 5 metros. Para os locais onde a declividade é muito pequena, a mancha de inundação não fica bem representada, pois pequenas variações de nível não podem ser mostradas. Outra causa da má representação dos níveis foi a alteração das cotas das seções neste trecho durante a calibragem. Na parte mais alta da bacia a mancha ficou mais bem representada.

A tabela 6.1 mostra a comparação entre as manchas de inundação geradas pelos dois cenários para cada período de retorno. Comparando-se as manchas do

cenário tendencial e atual pode-se perceber que a impermeabilização aumentou as áreas inundadas variando esta porcentagem de 0,69% a 9,6%.

FIGURA 6.1: MAPA DE INUNDAÇÃO - CENÁRIO ATUAL

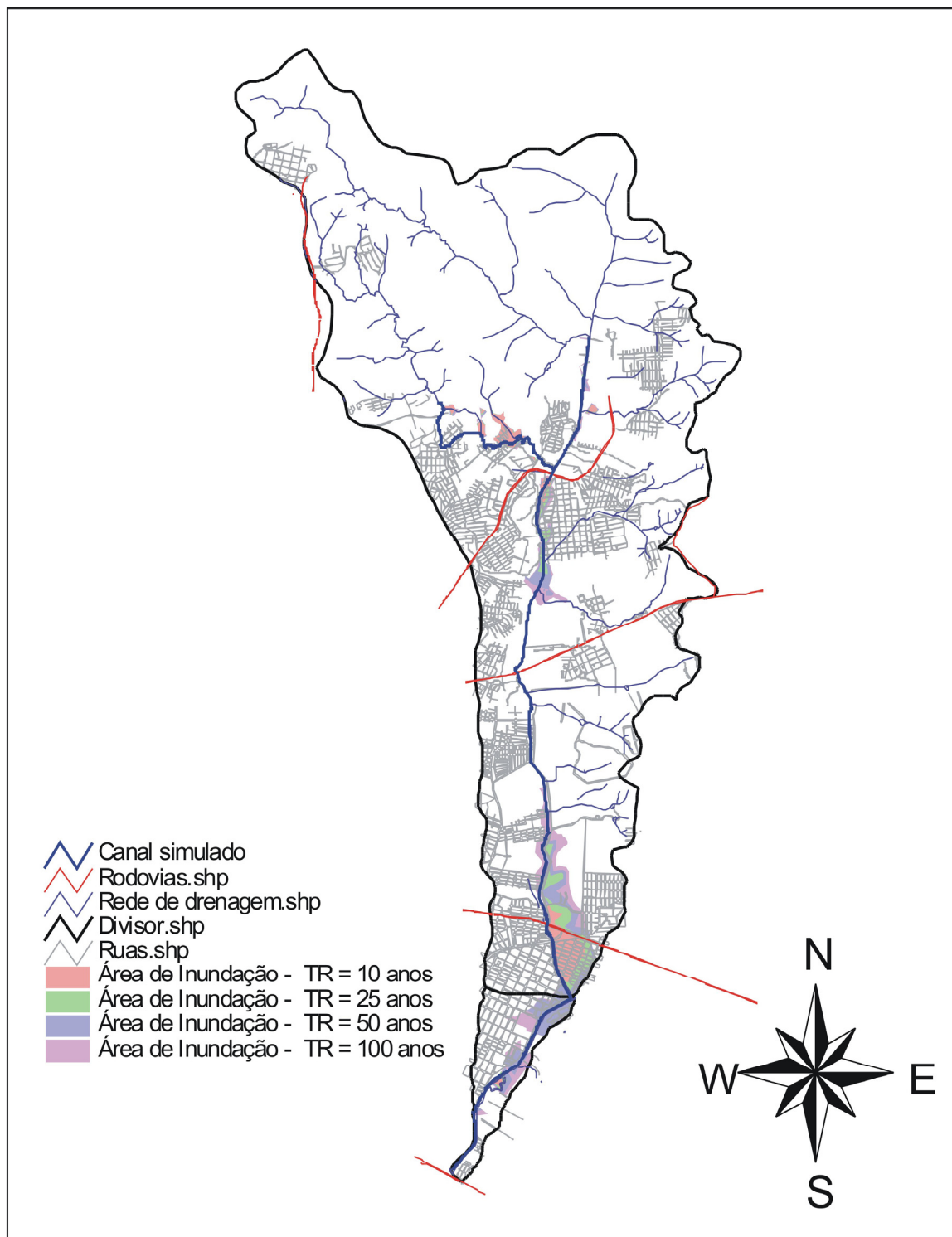


FIGURA 6.2: MAPA DE INUNDAÇÃO - CENÁRIO TENDENCIAL

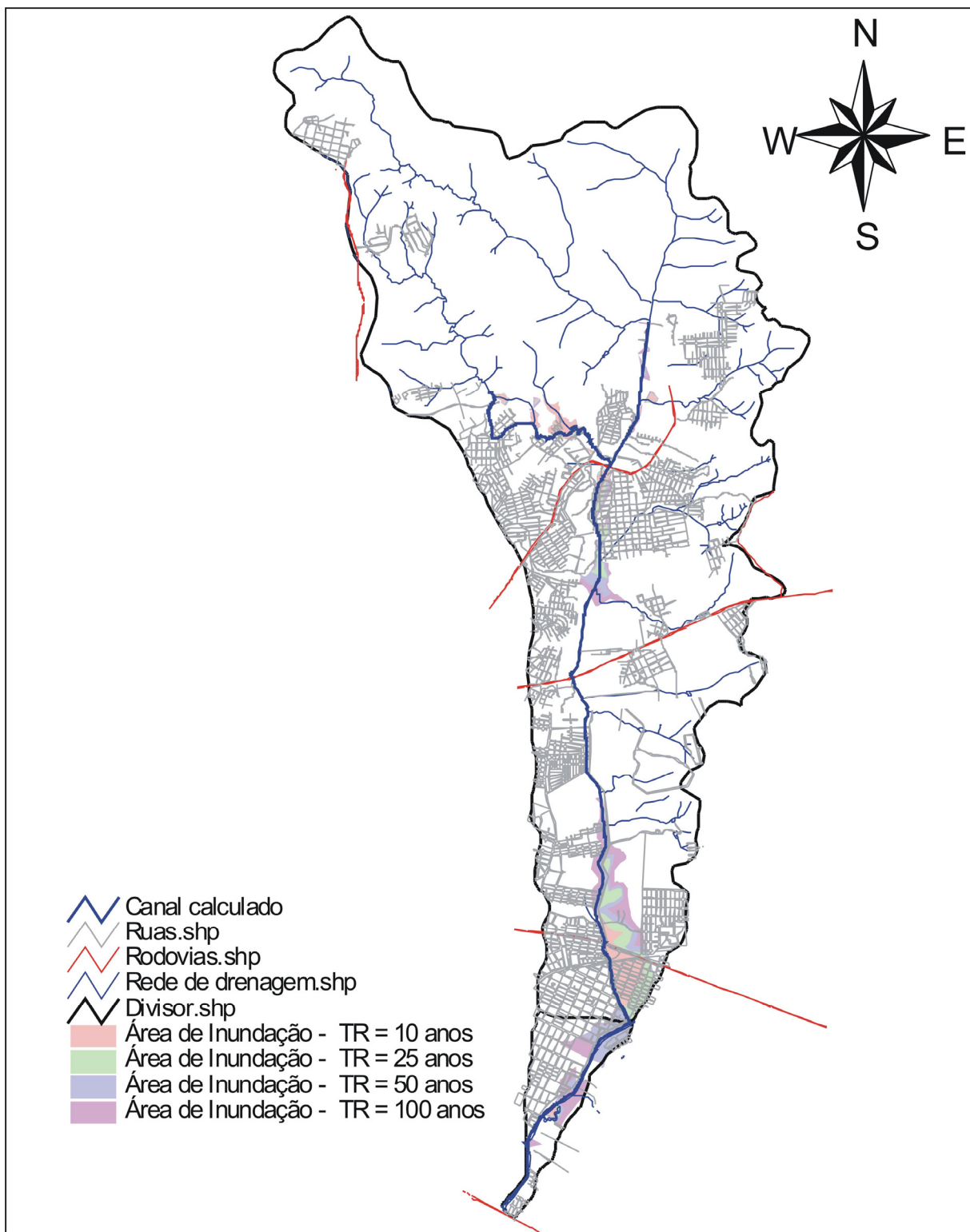


FIGURA 6.3: ÁREA DE INUNDAÇÃO - ENCHENTE DE 1995

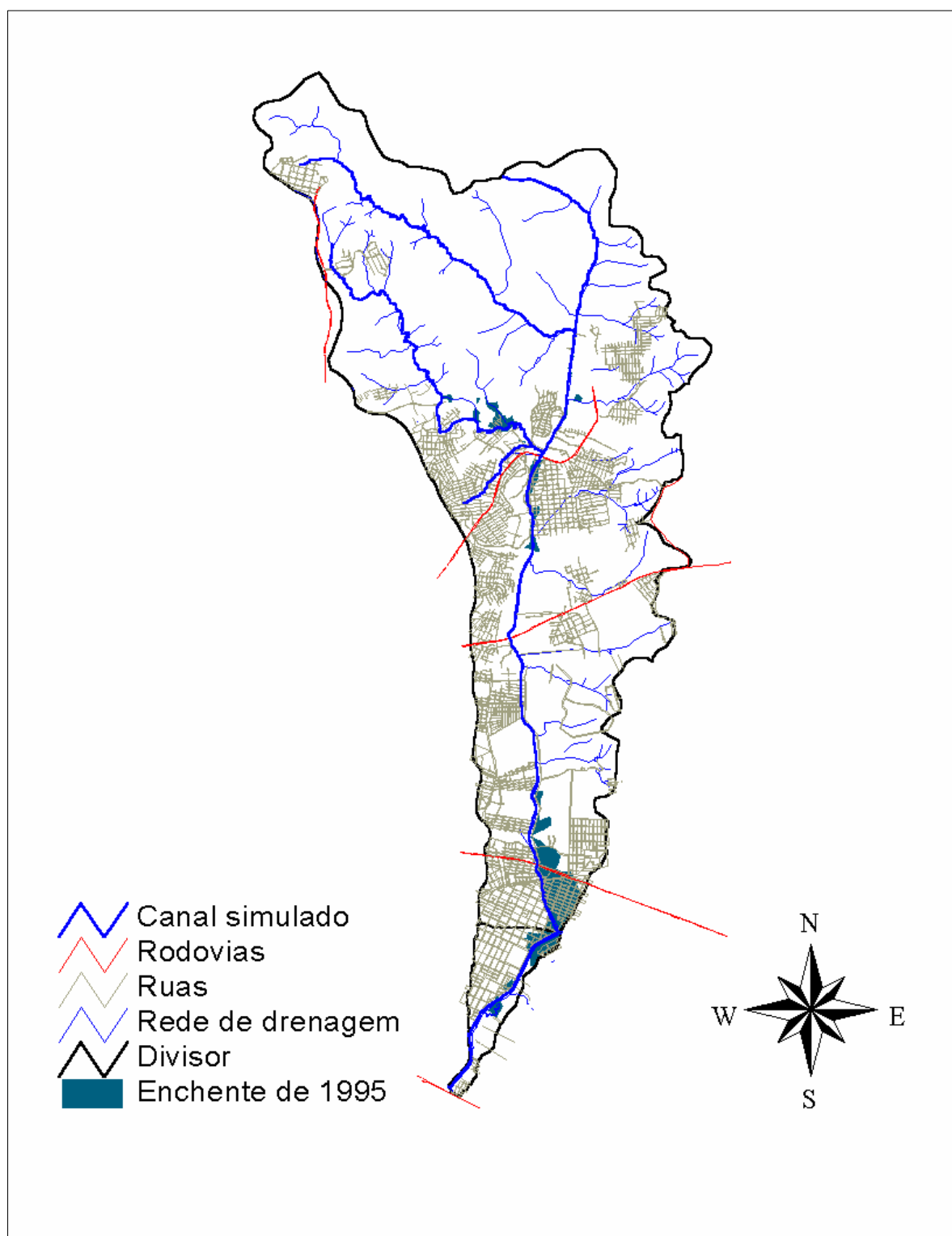


TABELA 6.1: COMPARAÇÃO ENTRE AS MANCHAS DE INUNDAÇÃO

Áreas inundadas (km ²)		% aumento
Atual	Tendencial	
1,23	1,29	5,03
2,68	2,91	8,63
4,19	4,21	0,69
4,90	5,37	9,59

6.2 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS COM ESTUDOS ANTERIORES

A comparação com os estudos anteriores mostrados no item 4.3 permite uma avaliação do método proposto neste estudo, principalmente pelo fato de que foram utilizados diferentes métodos para obtenção dos valores de vazão, níveis e no caso do estudo da SUDERHSA, dos mapas de enchente.

6.2.1 Vazões

O estudo de vazões foi bastante diferente dos dois estudos anteriores.

Comparando-se os valores obtidos em cada estudo é possível perceber que para o estudo do CEHPAR e o presente estudo as vazões são bastante compatíveis, principalmente considerando os valores obtidos pelo CEHPAR para coeficientes λ de 0,5. Os valores que foram realmente usados pelo CEHPAR na determinação dos níveis de enchente mostram que os valores encontrados neste estudo podem estar subestimados, como já havia sido constatado, uma vez que para o presente estudo foi utilizado um pequeno intervalo de dados para a determinação dos parâmetros do modelo IPH II.

Comparando com os valores obtidos pela SUDERHSA, há uma grande discrepância, uma vez que para a SUDERHSA os valores variam de 78,16 m³/s no rio Cachoeira a 237,32 m³/s no rio Palmital, próximo ao posto de Vargem Grande,

para períodos de retorno de 10 anos.

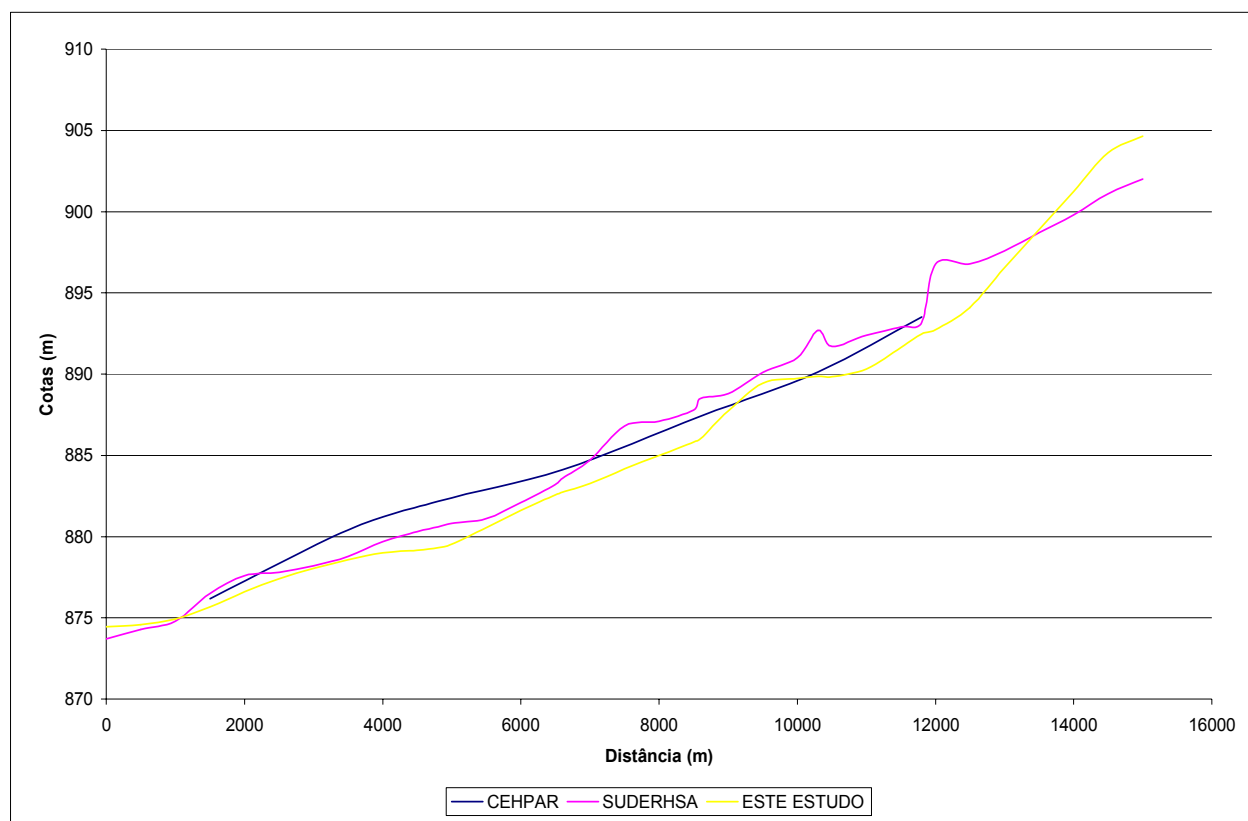
Uma análise mais detalhada dos métodos utilizados pela SUDERHSA seria necessário, uma vez que os níveis de enchente produzidos por estas vazões são tão discrepantes dos obtidos pelos outros dois estudos.

6.2.2 Níveis de inundação

A comparação dos níveis de inundação não pode ser feita, uma vez que as vazões utilizadas para cada período de retorno são muito diferentes, além de diferentes métodos para a obtenção das condições de contorno.

Apenas a título de curiosidade foram plotados os níveis obtidos em cada estudo, para o período de retorno de 10 anos, como visto na figura 6.4.

FIGURA 6.4: COMPARAÇÃO ENTRE OS NÍVEIS OBTIDOS PARA OS TRÊS ESTUDOS



Analisando o gráfico acima pode-se perceber que em geral este estudo obteve níveis mais baixos que os outros. Isto pode ser justificado pelas vazões utilizadas neste estudo serem menores, estando provavelmente subestimadas, pois durante a calibragem foram utilizados dados somente de 4 anos. Não é possível verificar qual é o nível certo, mas a partir desta análise é possível recomendar que os estudos de determinação de nível sejam efetuados de maneira bastante cuidadosa, uma vez que locais planos, como o estudado, esta diferença de nível pode representar muitos quilômetros quadrados de inundação.

7 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

As inundações urbanas têm sido motivo de grande preocupação para a população atualmente. As medidas de controle de inundação são de grande diversidade. O mapeamento das áreas de risco de inundação é uma importante ferramenta de suporte à decisão para o controle de inundações.

Com o objetivo de se estabelecer um método de construção de mapas procurou-se neste trabalho selecionar métodos que fossem de fácil uso e acesso para a sua elaboração. Para a validação do método sugerido fez-se um estudo de caso na Bacia do Rio Palmital.

Como recurso para definir a chuva de projeto foi utilizado o método Chicago que, através da curva intensidade-duração-frequência, faz a distribuição temporal da chuva com período de retorno e tempo de duração definidos. Este método atendeu às necessidades dos dados de entrada para o modelo IPH II, discretizando a chuva de projeto em intervalos de 15 minutos. A facilidade de uso é um ponto importante na avaliação deste método.

Para a definição da vazão de projeto, utilizou-se o modelo IPH II que traz a vantagem de ser amplamente conhecido e de fácil uso, uma vez que a sua calibração não envolve muitos parâmetros. A grande dificuldade na aplicação do modelo foi a obtenção de dados de chuva horários. Para contornar o problema foram utilizados dados de uma estação próxima, a estação Curitiba. Outro problema foi o curto período de dados disponível, pois apesar da estação Vargem Grande, de onde foram tiradas as vazões para a calibração, possuir dados desde 1984, a estação Curitiba somente possuía dados de precipitação horários a partir de 1998. A consequência destes problemas foi que a calibração acabou sendo subestimada, ou seja, os hidrogramas produzidos pelo modelo são menores que os reais, para os tempos de retorno utilizados.

Apesar das dificuldades apresentadas, a calibragem foi efetuada, sendo que os hidrogramas obtidos correspondem bem aos hidrogramas reais.

Para a definição dos níveis de inundação foi utilizado o programa HEC-RAS, no qual os níveis foram calculados pelo regime permanente. Nesta fase ocorreram as maiores adversidades. Os dados das seções geométricas não foram obtidos de forma confiável, uma vez que não se dispunha de recursos para fazer um levantamento topobatimétrico da área. A base cartográfica é do ano de 1985, ou seja, muito desatualizada, principalmente considerando a urbanização ocorrida durante o período. A calibragem do coeficiente de Manning também foi difícil, uma vez que os dados de nível não se mostraram confiáveis e tiveram que ser manipulados para que se obtivesse um conjunto satisfatório. As curvas de descarga disponíveis para a execução da calibração aparentemente não estavam referenciadas pela mesma referência de nível, o que as tornavam incompatíveis. Com as alterações feitas, pôde-se obter um conjunto razoável para a calibração. Durante a calibração pôde-se perceber que a vegetação existente no canal elevava muito a rugosidade do mesmo. Outro fator que também elevou a rugosidade do canal é o acumulo de lixo. Já na planície, os valores obtidos foram bastante altos, sugerindo a existência de obstáculos como muros e casas, mostrando os efeitos da urbanização no local.

De posse dos dados geométricos, pôde-se então executar o programa, obtendo-se os níveis de inundação para os cenários e tempo de retorno anteriormente definidos.

Os níveis de água foram inseridos no programa Arc View, que havia sido selecionado para a tarefa de elaboração dos mapas de inundação devido ao fato do mesmo ser um programa amplamente difundido tanto no meio acadêmico quanto no meio comercial. Outro ponto positivo do programa é que o *Hydrologic Engineering Center* também desenvolveu uma extensão para o Arc View que compatibiliza os dados provenientes do HEC-RAS com os dados georreferenciados do Arc View.

Esta compatibilização economiza bastante tempo na elaboração do mapa, já que produz os polígonos de inundação automaticamente, a partir do modelo digital do terreno.

A aplicação deste recurso se mostrou ineficiente neste estudo, uma vez que para pequenas declividades a representação da área de inundação não era compatível com o esperado, já que o modelo digital do terreno foi feito a partir da base cartográfica com curvas de 5 em 5 metros. As áreas de inundação foram superestimadas, mostrando que para uma análise mais sensível sejam utilizados dados de curva de nível de, no máximo, 1 em 1 metro.

Apesar de todas as dificuldades encontradas no estudo de caso, pode-se dizer que a método apresentada é muito interessante para a construção dos mapas de inundação, já que contempla todas as fases do ciclo hidrológico envolvidas neste caso, desde a precipitação até a propagação no canal, além de ser de simples aplicação.

Para a aplicação correta e eficiente do método, propõe-se que os seguintes cuidados sejam tomados:

- a) realização da análise de consistência dos dados de vazão e precipitação utilizados na calibração do modelo IPH II;
- b) utilização de uma série histórica representativa na calibração deste modelo;
- c) análise de fotos aéreas do local recentes para a determinação da impermeabilização real da bacia;
- d) obtenção das seções geométricas através de levantamentos topobatimétricos;
- e) análise criteriosa dos dados das curvas de descarga, sempre se atendo ao fato de que em muitos casos as referências de nível são diferentes de posto para posto;

f) durante a calibração da rugosidade no programa HEC-RAS deve-se ter em mente os valores apontados pela literatura, de forma a poder validar os valores encontrados;

g) análise criteriosa dos dados obtidos, como número de Froude, que indica se a escolha do escoamento está correta;

h) utilização de base cartográfica confiável, com escala adequada na construção do modelo digital do terreno;

i) verificação das alterações feitas no curso d'água pela prefeitura, como dragagens, retificações e canalizações.

Quanto ao resultado obtido pelo mapa gerado é possível tirar as seguintes conclusões:

a) os locais mais atingidos estão no município de Pinhais, a Vila Maria Antonieta e uma pequena parte da Vila Amélia;

b) no município de Colombo os bairros atingidos são Alto Tarumã e Jardim Guaraituba, no locais mais próximos à várzea do rio Palmital e do rio Cachoeira.

É conveniente ressaltar que um número maior de medições de vazão para vazões altas seria recomendável para uma estimativa mais confiável dos parâmetros do modelo IPH II e dos coeficientes de rugosidade usados na simulação do escoamento.

Adicionalmente, para a obtenção de resultados mais precisos seria necessário o levantamento de algumas seções transversais em pontos estratégicos do rio, como pontes, curvas e locais onde o fluxo sofre estrangulamentos além de utilização de uma base cartográfica mais atualizada.

Apesar do diagnóstico preliminar apresentado neste estudo mostrar que algumas regiões são aparentemente seguras em termos de enchentes, é importante lembrar que o acúmulo de lixo somado a má drenagem superficial do terreno podem contribuir para o

agravamento dos problemas de enchentes ao longo do tempo.

Como recomendação para trabalhos futuros fica a elaboração dos mapas pelo mesmo método, procurando utilizar, ao invés do escoamento permanente, o escoamento não permanente para análise dos níveis de inundação. A elaboração de mapas que possam se mostrados à comunidade como parte de um programa de educação ambiental também é um assunto interessante a ser estudado.

Fica ainda o apelo para que as autoridades competentes instalem mais estações para obtenção de dados de chuva e vazão, com pessoas capacitadas para as leituras, pois sem dados confiáveis torna-se impossível a elaboração de mapas que possam ser efetivamente utilizados como ferramentas para suporte a decisão.

8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANDRADE FILHO, A. G., SZÉLIGA, M. R. **Investigação de Viabilidade de Implantação de Rede Telemétrica de Observação em Bacias Urbanas de Ponta Grossa**, PROPESP/UEPG, Ponta Grossa, 1997.

BEG, M., MOHD, S. **Urban flood control by non-structural strategies**. In: International Workshop On Non Structural Flood Control in Urban Areas, 22 a 24 de Abril, 1998, São Paulo. Anais. 1998.

BERTHOLOT, R. **Curso de Hidrologia Sintética. Mestrado em Hidrologia Aplicada**. Porto Alegre:IPH-UFRGS. 1970

BEVEN, K, LAMB,R., QUINN, P. ROMANOWICZ,R. FREER, J. **Top Model in Computer Model of Watershed Hydrology**. V.p. Singh (ed) Water Resources Publication Fort Collins, 1994.

CANEDO, P. M., 1989, **Hidrologia Superficial**. In: Engenharia Hidrológica, Coleção ABRH de Recursos Hídricos, 1 ed., Capítulo 4, Rio de Janeiro, Editora da UFRJ.

CASTANHARO, G. **Aplicação de modelos hidrodinâmicos no contexto de previsão de afluentes a reservatórios**. Curitiba: UFPR, 2002. 206p. Dissertação(Mestrado), UFPR.

CHOW, V. T., MAIDMENT,D. R., MAYS, L. W. **Applied hydrology**. Nova York, McGraw-Hill, 1988. 572P.

CHOW, V. T. **Open Channel Hydraulics**. Nova York, McGraw-Hill, 1959.

CLARK, R.T., **Storage and unit hydrograph**. Transactions of the ASCE, v. 100. p. 1419-1446. 1945

COMEC. Região Metropolitana de Curitiba. Restituição. Escala 1:10.000.. Curitiba, 1985

CORREIA, F. N. **Métodos de análise e determinação de caudais de cheia**. Lisboa : LNEC, 1983. 380p.

DEFESA CIVIL, **Estatísticas**, obtida, em 01 de outubro de 2002 através da Rede Internacional de Computadores, Endereço eletrônico <http://www.pr.gov.br/defesacivil/calamidades.html>

ENOMOTO, C.F. **Medidas não estruturais para controle de inundações. Estudo de caso – bacia do arroio de Olarias, Ponta Grossa – Pr**. Relatório Anual Técnico-Científico, PROPESP.

FENDRICH, R. **Chuvras Intensas para obras de drenagem no Paraná**, Curitiba, 1999.

FILL, H. D., SUGAI, M.R.V.B, HILU, A., **Caracterização Climatológica da Região Metropolitana de Curitiba**. Revista Engenharia e Construção. Curitiba, 1999. p. 17.

FILL, H. D. A., **Comunicação verbal**, 2004.

FUCK, R.A.. **Geologia da folha de Piraquara**. Relatório técnico. 64p. 1976

GEOLOGICAL SURVEY. **Roughness characteristics of natural channels**. Washington: United States Government Printing Office, 1967.213p.

HIDROLOGIC ENGINEERING CENTER. **HEC-RAS River Analysis System: Hydraulic Reference Manual**. Washington: US Army Corps of Engineers, 1995.

HIDROLOGIC ENGINEERING CENTER. **HEC-RAS River Analysis System: User's Manual**. Washington: US Army Corps of Engineers, 1995.

HORTON, R.E. **Determination of Infiltration capacity for large drainage basins**. Transactions of the American Geophysical Union, v.8. p 371, 1937.

KEIFER, C.J., CHU, H.H. **Synthetic storm pattern for drainage design**. Journal for Hydraulic Division, ASCE, v 83, n.4, p 1-25. 1957

MINE, M.R.M.. **Previsão de cheias em tempo real: uma ferramenta para operação de reservatórios**. Porto Alegre: UFRGS, 1998. Tese (Doutorado).

MONTEIRO, C.A.F. **Grande Região Sul**. IBGE.Conselho Nacional de Geografia. V.4 cap III-Clima, 1963.

NASCIMENTO, G. A., e ORTH, N. M. **Adequate Mapping-a non structural Measure on urban drainage**. In: International Workshop On Non Structural Flood Control in Urban Areas, 22 a 24 de Abril, 1998, São Paulo. Anais.

PFAFSTETTER, O. **Chuvas Intensas no Brasil**, 2 ed. Rio de Janeiro, 1982 DNOS. 426p.

SANTOS, I., **Mapeamento da Fragilidade Ambiental da Bacia do Rio Palmital**. Universidade Federal do Paraná. Projeto de Conclusão de Curso.

SHIDARAWA, M. **Distribution of flood hazard map and resident's awareness of inundation**. In: International Workshop On Non Structural Flood control in Urban Areas, 22 a 24 de Abril, 1998, São Paulo. Anais.

SUDERSHA – Superintendencia de Recursos Hídricos e Meio Ambiente,. **Plano Diretor de Drenagem para a bacia do rio Iguaçu na região metropolitana de Curitiba**. Curitiba, 2002.

THEODOROVICZ, A., THEODOROVICZ, A.M.G.,CANTARINO,S.C., **Projeto Curitiba: Atlas Geoambiental da Região Metropolitana de Curitiba – Subsídios ao Planejamento Ambiental**. São Paulo: CPRM,1999

THEODOROVICZ, A., THEODOROVICZ, A.M.G.,CANTARINO,S.C., **Projeto Curitiba: Atlas de Uso e Ocupação do Solo da Região Metropolitana de Curitiba e problemas ambientais relacionados** . São Paulo: CPRM,1999

TUCCI, C.E.M., PORTO, R., BARROS, M. T. **Drenagem Urbana**, Editora da Universidade/UFRGS-ABRH, Porto Alegre, 1995, 428p.

TUCCI, C.E.M. **Modelos hidrológicos**. Porto Alegre: Editora da Universidade/UFRGS, 1998. 669p.

TUCCI, E.M.C, VILLANUEVA, A. O. V. **Flood protection of União da Vitória and Porto União.** In: International Workshop On Non Structural Flood control in Urban Areas, 22 a 24 de Abril, 1998, São Paulo. Anais.

TUCCI, C.E.M., **Inundações Urbanas na América do Sul.** Porto Alegre: UFRGS, 2003.(capítulo 3)

KRUGER, C.L. **Projeto HG 78 – Estudos de simulação de escoamento no rio Palmital na região metropolitana de Curitiba: relatório final.** Curitiba: CEHPAR, 1997. não paginado.

APÊNDICE A – RESULTADO DAS SIMULAÇÕES DOS NIVEIS D'ÁGUA

TABELAS E PERFIS

LISTA DE TABELAS

TABELA A. 1: NÍVEIS D'ÁGUA -ENCHENTE DE 1995.....	126
TABELA A. 2: NÍVEIS D'ÁGUA - TR = 10 ANOS - CENÁRIO ATUAL	127
TABELA A. 3:NÍVEIS D'ÁGUA - TR = 25 ANOS - CENÁRIO ATUAL	128
TABELA A. 4:NÍVEIS D'ÁGUA - TR = 50 ANOS - CENÁRIO ATUAL	129
TABELA A. 5:NÍVEIS D'ÁGUA - TR = 100 ANOS - CENÁRIO ATUAL	130
TABELA A. 6: NÍVEIS D'ÁGUA - TR = 10 ANOS - CENÁRIO TENDENCIAL.....	131
TABELA A. 7: NÍVEIS D'ÁGUA - TR = 25 ANOS - CENÁRIO TENDENCIAL.....	132
TABELA A. 8: NÍVEIS D'ÁGUA - TR = 50 ANOS - CENÁRIO TENDENCIAL.....	133
TABELA A. 9:: NÍVEIS D'ÁGUA - TR = 100 ANOS - CENÁRIO TENDENCIAL.....	134

LISTA DE FIGURAS

FIGURA A. 1: PERFIL DA LINHA D'ÁGUA - ENCHENTE 1995	126
FIGURA A. 2 : PERFIL DA LINHA D'ÁGUA - TR = 10 ANOS - CENÁRIO ATUAL.....	127
FIGURA A. 3: : PERFIL DA LINHA D'ÁGUA - TR = 25 ANOS - CENÁRIO ATUAL.....	128
FIGURA A. 4: : PERFIL DA LINHA D'ÁGUA - TR = 50 ANOS - CENÁRIO ATUAL.....	129
FIGURA A. 5: PERFIL DA LINHA D'ÁGUA - TR = 100 ANOS - CENÁRIO ATUAL.....	130
FIGURA A. 6: PERFIL DA LINHA D'ÁGUA - TR = 10 ANOS - CENÁRIO TENDENCIAL	131
FIGURA A. 7:: PERFIL DA LINHA D'ÁGUA - TR = 25 ANOS - CENÁRIO TENDENCIAL	132
FIGURA A. 8: PERFIL DA LINHA D'ÁGUA - TR = 50 ANOS - CENÁRIO TENDENCIAL	133
FIGURA A. 9: PERFIL DA LINHA D'ÁGUA - TR = 100 ANOS - CENÁRIO TENDENCIAL	134

TABELA A. 1: NÍVEIS D'ÁGUA - ENCHENTE DE 1995

rio	Seção	Elevação da margem esquerda (m)	Elevação da margem direita (m)	Fundo do canal (m)	Altura da linha de energia (m)	Nível d'água (m)	Vazão na margem esquerda (m³/s)	Vazão no canal (m³/s)	Vazão na margem direita (m³/s)
Cachoeira	4785,719	920	920	917,7	918,74	918,71		1,93	
	2671,534	905	905	902,7	903,9	903,89		1,93	
	562,429	897,7	897,54	895,5	896,34	896,13		2,76	
Palmital	19692,56	905,8	905,99	903,84	904,95	904,92		5,57	
	16848,74	893,59	893,05	890,31	893,19	893,19		6,9	0
	16629,56	894,74	894,09	891,4	893,19	893,16		9,65	
	15019,92	889,79	889,59	886,85	890,28	890,27	0,06	11,58	0,03
	14064,6	891,24	890,23	887,32	889,46	889,42		11,67	
	13325,83	889,24	888,27	884,54	886,41	886,38		11,67	
	11396,65	885,17	885,15	880,78	883,49	883,47		14,24	
	9858,983	880,3	881,93	877,95	880,32	880,29		14,24	
	9168,7	878,94	879,65	876,32	879,81	879,8	0,01	14,23	0
	8543,558	880	880,13	876,8	879,49	879,47		15,92	
	6910,749	881,33	880,87	875,18	877,37	877,34		15,92	
	5517,797	875,94	875,89	872,34	875,41	875,39		15,92	
	5004,862	875,19	875,33	872,2	875,12	875,11		17,54	
	4631,058	874	874,49	870,74	875,07	875,06	0,06	32,57	0,18
	3945,109	875,49	875,96	872,04	874,83	874,81		32,8	
	2691,652	873,52	874,11	870,43	873,92	873,92	0,02	32,78	
	916	873,02	873,04	868,76	873,3	873,3	0,01	32,75	0,04
	213	873,02	873,04	868,76	873,16	873,16	0	32,79	0
	28,169	873,02	873,04	868,76	873,13	873,12	0	32,8	0

FIGURA A. 1: PERFIL DA LINHA D'ÁGUA - ENCHENTE 1995

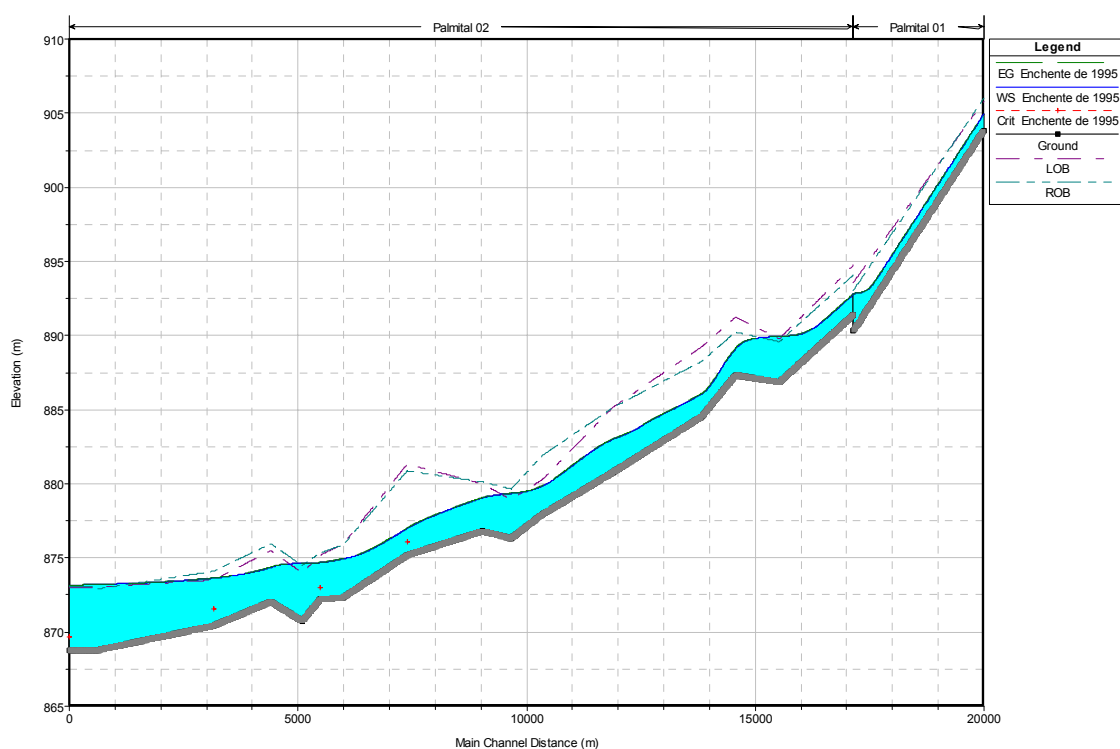


TABELA A. 2: NÍVEIS D'ÁGUA - TR = 10 ANOS - CENÁRIO ATUAL

rio	seção	Elevação da margem esquerda (m)	Elevação da margem direita (m)	Fundo do canal (m)	Altura da linha de energia (m)	Nível d'água (m)	Vazão na margem esquerda (m³/s)	Vazão no canal (m³/s)	Vazão na margem direita (m³/s)
Cachoeira	4785,719	920	920	917,7	918,56	918,49		1,93	
	2671,534	905	905	902,7	903,67	903,63		1,93	
	562,429	897,7	897,54	895,5	896,34	896,13		2,76	
Palmital	19692,56	905,8	905,99	903,84	904,71	904,64		5,57	
	16848,74	893,59	893,05	890,31	892,72	892,72		6,9	
	16629,56	894,74	894,09	891,4	892,72	892,65		9,65	
	15019,92	889,79	889,59	886,85	889,79	889,79		11,62	0,05
	14064,6	891,24	890,23	887,32	889,05	888,96		11,67	
	13325,83	889,24	888,27	884,54	885,96	885,9		11,67	
	11396,65	885,17	885,15	880,78	882,8	882,74		14,24	
	9858,983	880,3	881,93	877,95	879,7	879,64		14,24	
	9168,7	878,94	879,65	876,32	879,15	879,14	0	14,24	
	8543,558	880	880,13	876,8	878,88	878,84		15,92	
	6910,749	881,33	880,87	875,18	876,87	876,81		15,92	
	5517,797	875,94	875,89	872,34	874,75	874,72		15,92	
	5004,862	875,19	875,33	872,2	874,48	874,46		17,54	
	4631,058	874	874,49	870,74	874,43	874,42	0,09	32,67	0,05
	3945,109	875,49	875,96	872,04	874,17	874,12		32,8	
	2691,652	873,52	874,11	870,43	873,54	873,53	0	32,8	
	916	873,02	873,04	868,76	873,2	873,19	0,04	32,69	0,07
	213	873,02	873,04	868,76	873,14	873,13	0,01	32,77	0,02
	28,169	873,02	873,04	868,76	873,13	873,12	0,01	32,78	0,01

FIGURA A. 2 : PERFIL DA LINHA D'ÁGUA - TR = 10 ANOS - CENÁRIO ATUAL

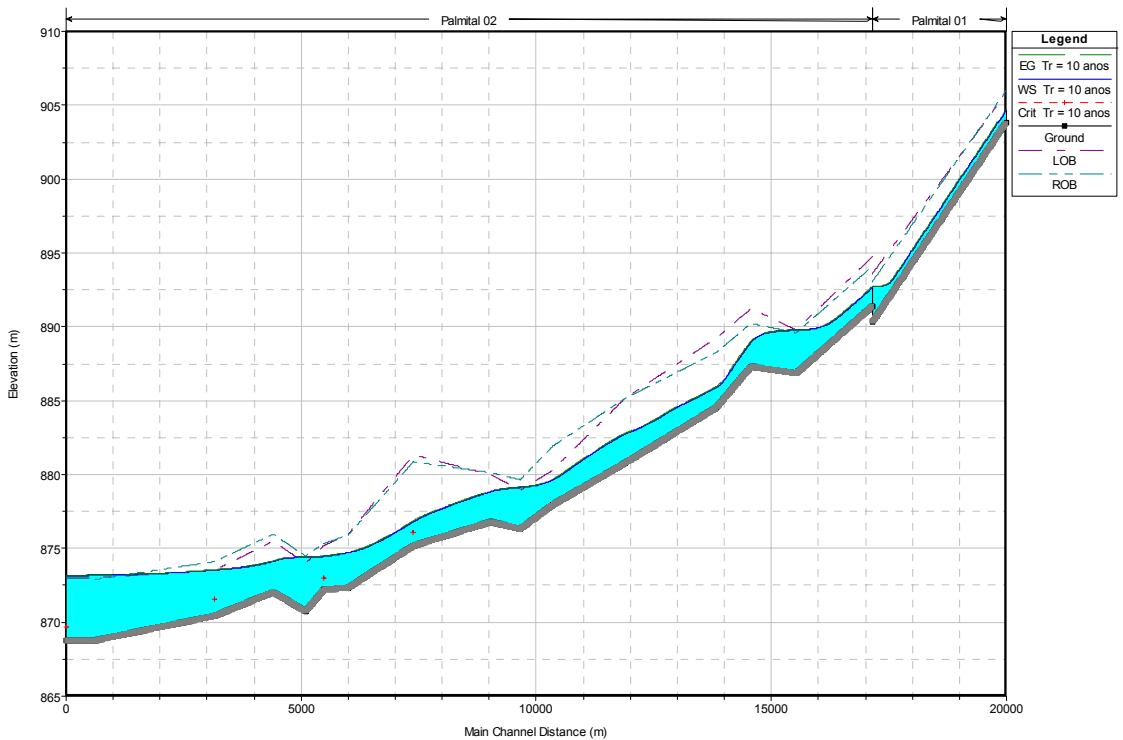


TABELA A. 4: NÍVEIS D'ÁGUA - TR = 50 ANOS - CENÁRIO ATUAL

rio	seção	Elevação da margem esquerda (m)	Elevação da margem direita (m)	Fundo do canal (m)	Altura da linha de energia (m)	Nível d'água (m)	Vazão na margem esquerda (m³/s)	Vazão no canal (m³/s)	Vazão na margem direita (m³/s)
Cachoeira	4785,719	920	920	917,7	918,89	918,84		3,14	
	2671,534	905	905	902,7	904,07	904,04		3,14	
	562,429	897,7	897,54	895,5	896,44	896,38		2,91	1,58
Palmital	19692,56	905,8	905,99	903,84	905,1	905,06	0,12	7,71	1,24
	16848,74	893,59	893,05	890,31	893,45	893,45		10,99	0,24
	16629,56	894,74	894,09	891,4	893,45	893,41		15,73	
	15019,92	889,79	889,59	886,85	890,54	890,53	3,19	14,84	0,97
	14064,6	891,24	890,23	887,32	889,83	889,77		19,01	
	13325,83	889,24	888,27	884,54	886,75	886,7		19,01	
	11396,65	885,17	885,15	880,78	883,77	883,73		23,2	
	9858,983	880,3	881,93	877,95	880,7	880,66	0,81	22,39	
	9168,7	878,94	879,65	876,32	880,22	880,21	0,56	22,41	0,23
	8543,558	880	880,13	876,8	879,91	879,87		25,94	
	6910,749	881,33	880,87	875,18	877,73	877,68		25,94	
	5517,797	875,94	875,89	872,34	875,66	875,63		25,94	
	5004,862	875,19	875,33	872,2	875,25	875,23	0,11	28,46	
	4631,058	874	874,49	870,74	875,17	875,17	1,06	38,51	3,58
	3945,109	875,49	875,96	872,04	874,93	874,9	0	43,15	
	2691,652	873,52	874,11	870,43	874,01	874	0,57	42,58	
	916	873,02	873,04	868,76	873,41	873,41	0,59	41,05	1,51
	213	873,02	873,04	868,76	873,3	873,3	0,2	42,3	0,65
	28,169	873,02	873,04	868,76	873,28	873,27	0,16	42,51	0,48

FIGURA A. 4: : PERFIL DA LINHA D'ÁGUA - TR = 50 ANOS - CENÁRIO ATUAL

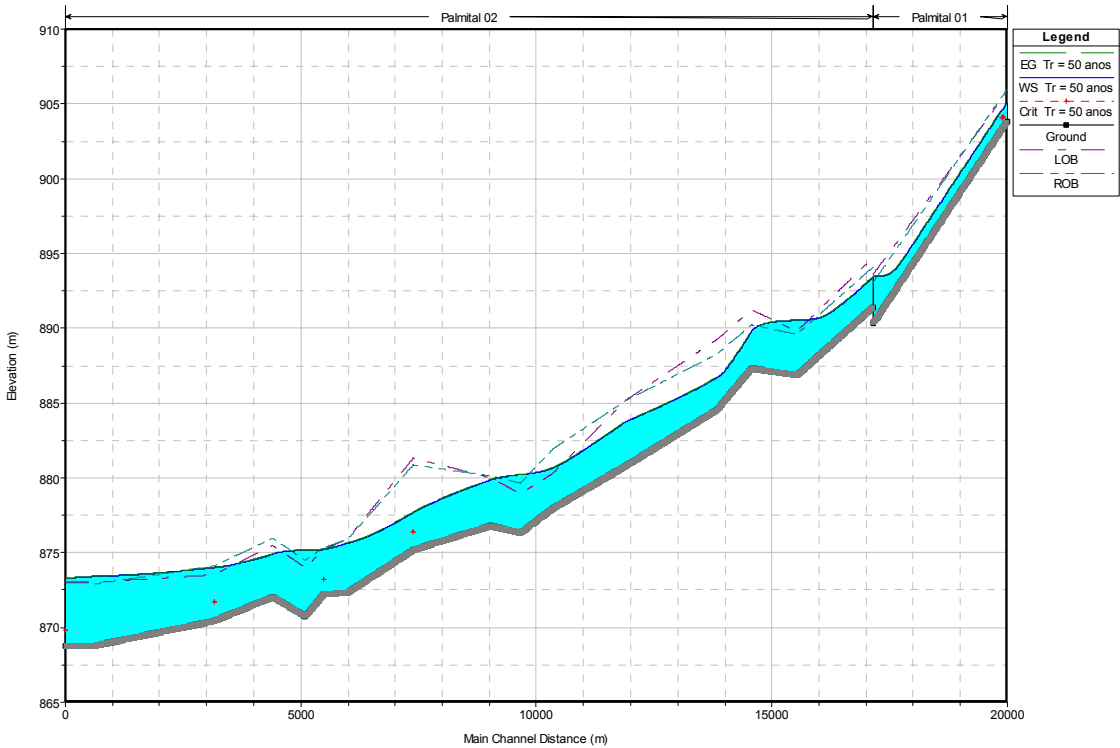


TABELA A. 5: NÍVEIS D'ÁGUA - TR = 100 ANOS - CENÁRIO ATUAL

rio	seção	Elevação da margem esquerda (m)	Elevação da margem direita (m)	Fundo do canal (m)	Altura da linha de energia (m)	Nível d'água (m)	Vazão na margem esquerda (m³/s)	Vazão no canal (m³/s)	Vazão na margem direita (m³/s)
Cachoeira	4785,719	920	920	917,7	919,11	919,06		3,89	
	2671,534	905	905	902,7	904,33	904,3		3,89	
	562,429	897,7	897,54	895,5	896,45	896,39		3,22	2,34
Palmital	19692,56	905,8	905,99	903,84	905,14	905,12	0,42	6,83	3,98
	16848,74	893,59	893,05	890,31	893,85	893,85	0,24	12,72	0,93
	16629,56	894,74	894,09	891,4	893,85	893,81		19,45	
	15019,92	889,79	889,59	886,85	890,78	890,78	7,08	14,49	1,95
	14064,6	891,24	890,23	887,32	890,17	890,12	0,22	23,3	
	13325,83	889,24	888,27	884,54	887,28	887,24		23,52	
	11396,65	885,17	885,15	880,78	884,2	884,16		28,7	
	9858,983	880,3	881,93	877,95	881,1	881,08	5,86	22,84	
	9168,7	878,94	879,65	876,32	880,67	880,66	3,48	22,36	2,86
	8543,558	880	880,13	876,8	880,45	880,44	8,39	21,53	2,17
	6910,749	881,33	880,87	875,18	878,3	878,25		32,09	
	5517,797	875,94	875,89	872,34	876,05	876,02	0,65	31,02	0,42
	5004,862	875,19	875,33	872,2	875,58	875,57	5,65	27,34	2,36
	4631,058	874	874,49	870,74	875,51	875,5	1,96	37,94	8,5
	3945,109	875,49	875,96	872,04	875,27	875,25	5,71	42,69	
	2691,652	873,52	874,11	870,43	874,26	874,25	3,33	45,05	0,02
	916	873,02	873,04	868,76	873,54	873,53	1,77	43,03	3,6
	213	873,02	873,04	868,76	873,39	873,38	0,61	46,06	1,73
	28,169	873,02	873,04	868,76	873,35	873,34	0,36	46,72	1,32

FIGURA A. 5: PERFIL DA LINHA D'ÁGUA - TR = 100 ANOS - CENÁRIO ATUAL

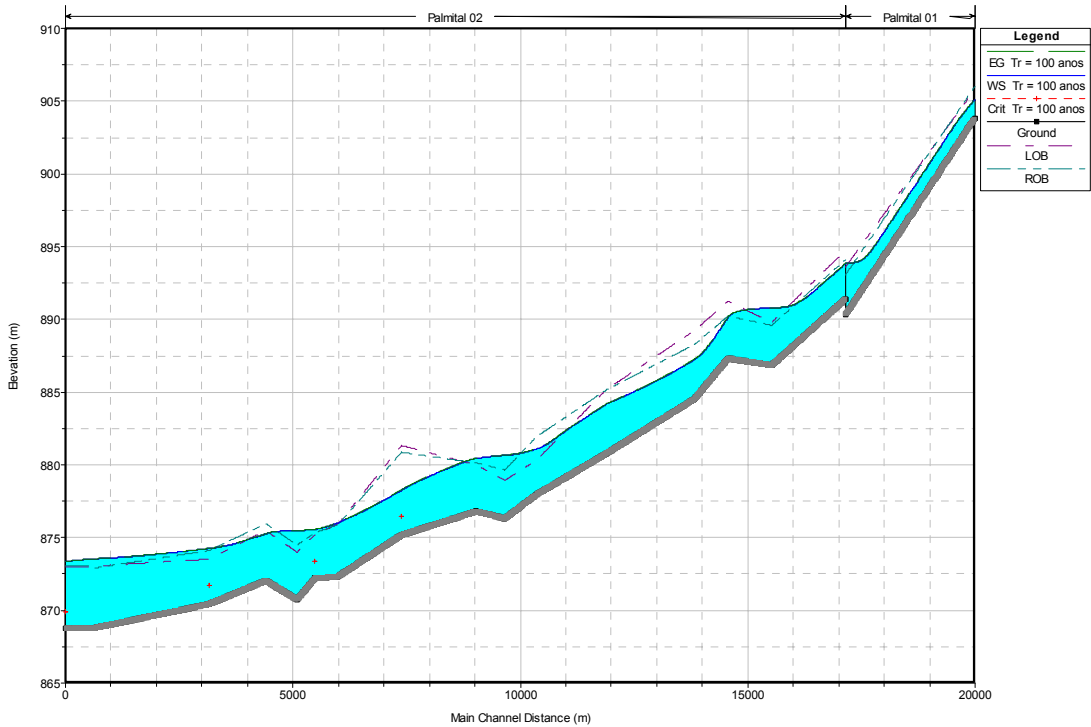


TABELA A. 6: NÍVEIS D'ÁGUA - TR = 10 ANOS - CENÁRIO TENDENCIAL

rio	seção	Elevação da margem esquerda (m)	Elevação da margem direita (m)	Fundo do canal (m)	Altura da linha de energia (m)	Nível d'água (m)	Vazão na margem esquerda (m³/s)	Vazão no canal (m³/s)	Vazão na margem direita (m³/s)
Cachoeira	4785,719	920	920	917,7	918,58	918,5		2,03	
	2671,534	905	905	902,7	903,69	903,65		2,03	
	562,429	897,7	897,54	895,5	896,36	896,14		2,9	
Palmital	19692,56	905,8	905,99	903,84	904,74	904,66		5,87	
	16848,74	893,59	893,05	890,31	892,76	892,76		7,26	
	16629,56	894,74	894,09	891,4	892,76	892,68		10,17	
	15019,92	889,79	889,59	886,85	889,84	889,83	0	12,22	0,07
	14064,6	891,24	890,23	887,32	889,09	888,99		12,29	
	13325,83	889,24	888,27	884,54	886	885,94		12,29	
	11396,65	885,17	885,15	880,78	882,86	882,79		15	
	9858,983	880,3	881,93	877,95	879,75	879,69		15	
	9168,7	878,94	879,65	876,32	879,21	879,19	0	15	
	8543,558	880	880,13	876,8	878,94	878,89		16,77	
	6910,749	881,33	880,87	875,18	876,92	876,85		16,77	
	5517,797	875,94	875,89	872,34	874,79	874,76		16,77	
	5004,862	875,19	875,33	872,2	874,52	874,5		18,47	
	4631,058	874	874,49	870,74	874,46	874,46	0,11	33,61	0,08
	3945,109	875,49	875,96	872,04	874,21	874,16		33,8	
	2691,652	873,52	874,11	870,43	873,56	873,55	0	33,8	
	916	873,02	873,04	868,76	873,21	873,21	0,05	33,65	0,1
	213	873,02	873,04	868,76	873,15	873,15	0,02	33,75	0,03
	28,169	873,02	873,04	868,76	873,14	873,14	0,02	33,76	0,02

FIGURA A. 6: PERFIL DA LINHA D'ÁGUA - TR = 10 ANOS - CENÁRIO TENDENCIAL

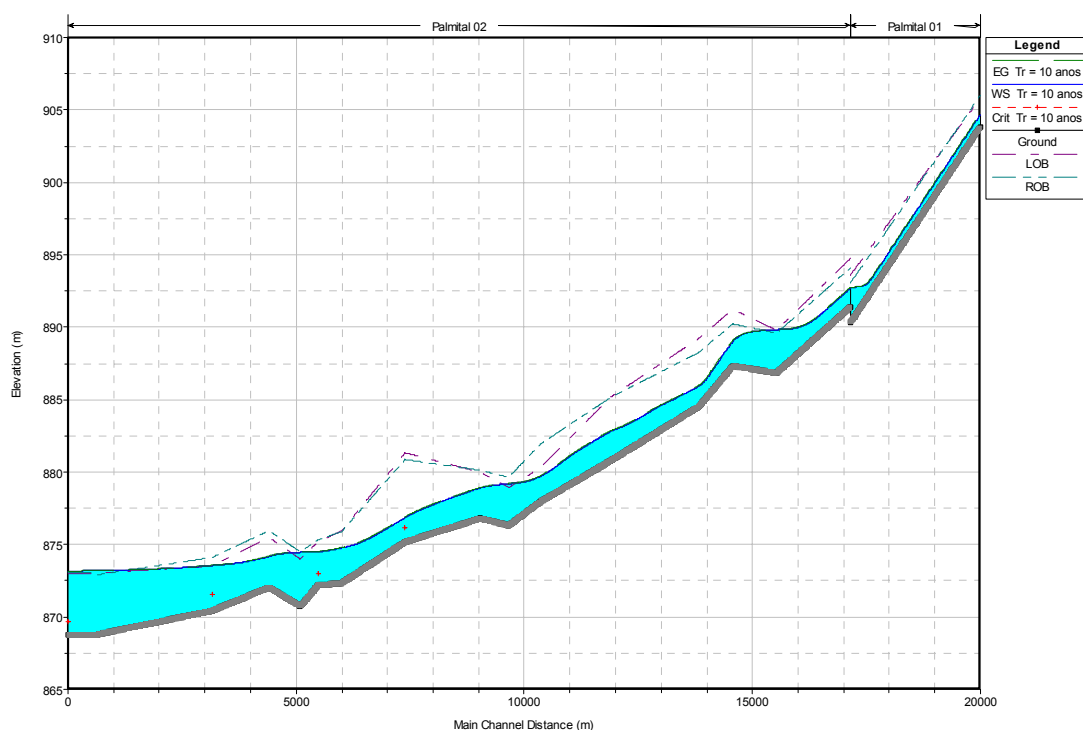


TABELA A. 7: NÍVEIS D'ÁGUA - TR = 25 ANOS - CENÁRIO TENDENCIAL

rio	seção	Elevação da margem esquerda (m)	Elevação da margem direita (m)	Fundo do canal (m)	Altura da linha de energia (m)	Nível d'água (m)	Vazão na margem esquerda (m³/s)	Vazão no canal (m³/s)	Vazão na margem direita (m³/s)
Cachoeira	4785,719	920	920	917,7	918,75	918,69		2,66	
	2671,534	905	905	902,7	903,91	903,87		2,66	
	562,429	897,7	897,54	895,5	896,43	896,36		2,88	0,92
Palmital	19692,56	905,8	905,99	903,84	904,97	904,9		7,68	
	16848,74	893,59	893,05	890,31	893,2	893,19		9,47	0,03
	16629,56	894,74	894,09	891,4	893,19	893,14		13,3	
	15019,92	889,79	889,59	886,85	890,26	890,26	0,82	14,86	0,4
	14064,6	891,24	890,23	887,32	889,47	889,38		16,08	
	13325,83	889,24	888,27	884,54	886,41	886,35		16,08	
	11396,65	885,17	885,15	880,78	883,49	883,44		19,63	
	9858,983	880,3	881,93	877,95	880,3	880,26		19,63	
	9168,7	878,94	879,65	876,32	879,78	879,77	0,08	19,55	0
	8543,558	880	880,13	876,8	879,47	879,43		21,94	
	6910,749	881,33	880,87	875,18	877,36	877,3		21,94	
	5517,797	875,94	875,89	872,34	875,28	875,25		21,94	
	5004,862	875,19	875,33	872,2	874,95	874,92		24,17	
	4631,058	874	874,49	870,74	874,87	874,87	0,52	37,47	1,36
	3945,109	875,49	875,96	872,04	874,64	874,6		39,35	
	2691,652	873,52	874,11	870,43	873,81	873,8	0,11	39,24	
	916	873,02	873,04	868,76	873,33	873,32	0,21	38,49	0,65
	213	873,02	873,04	868,76	873,24	873,24	0,1	39	0,25
	28,169	873,02	873,04	868,76	873,23	873,22	0,08	39,09	0,18

FIGURA A. 7:: PERFIL DA LINHA D'ÁGUA - TR = 25 ANOS - CENÁRIO TENDENCIAL

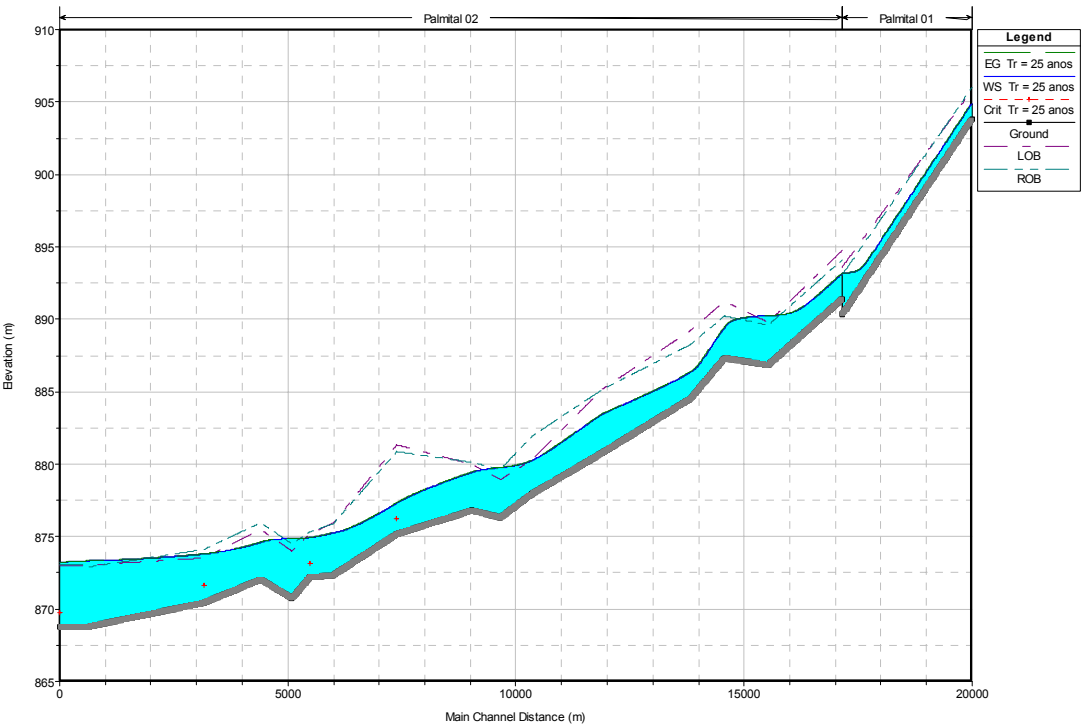


TABELA A. 8: NÍVEIS D'ÁGUA - TR = 50 ANOS - CENÁRIO TENDENCIAL

rio	seção	Elevação da margem esquerda (m)	Elevação da margem direita (m)	Fundo do canal (m)	Altura da linha de energia (m)	Nível d'água (m)	Vazão na margem esquerda (m³/s)	Vazão no canal (m³/s)	Vazão na margem direita (m³/s)
Cachoeira	4785,719	920	920	917,7	918,85	918,79		3,26	
	2671,534	905	905	902,7	904,02	903,98		3,26	
	562,429	897,7	897,54	895,5	896,45	896,38		3,15	1,5
Palmital	19692,56	905,8	905,99	903,84	905,1	905,03	0,04	8,89	0,46
	16848,74	893,59	893,05	890,31	893,37	893,37		11,5	0,14
	16629,56	894,74	894,09	891,4	893,37	893,31		16,29	
	15019,92	889,79	889,59	886,85	890,46	890,46	2,38	16,55	0,77
	14064,6	891,24	890,23	887,32	889,76	889,68		19,7	
	13325,83	889,24	888,27	884,54	886,63	886,57		19,7	
	11396,65	885,17	885,15	880,78	883,68	883,63		24,03	
	9858,983	880,3	881,93	877,95	880,56	880,51	0,21	23,82	
	9168,7	878,94	879,65	876,32	880,07	880,05	0,27	23,71	0,05
	8543,558	880	880,13	876,8	879,75	879,71		26,87	
	6910,749	881,33	880,87	875,18	877,6	877,53		26,87	
	5517,797	875,94	875,89	872,34	875,5	875,46		26,87	
	5004,862	875,19	875,33	872,2	875,1	875,07		29,6	
	4631,058	874	874,49	870,74	875,01	875,01	0,75	40,92	2,31
	3945,109	875,49	875,96	872,04	874,78	874,74		43,98	
	2691,652	873,52	874,11	870,43	873,92	873,9	0,25	43,73	
	916	873,02	873,04	868,76	873,4	873,39	0,44	42,34	1,19
	213	873,02	873,04	868,76	873,31	873,3	0,19	43,19	0,6
	28,169	873,02	873,04	868,76	873,29	873,28	0,15	43,34	0,49

FIGURA A. 8: PERFIL DA LINHA D'ÁGUA - TR = 50 ANOS - CENÁRIO TENDENCIAL

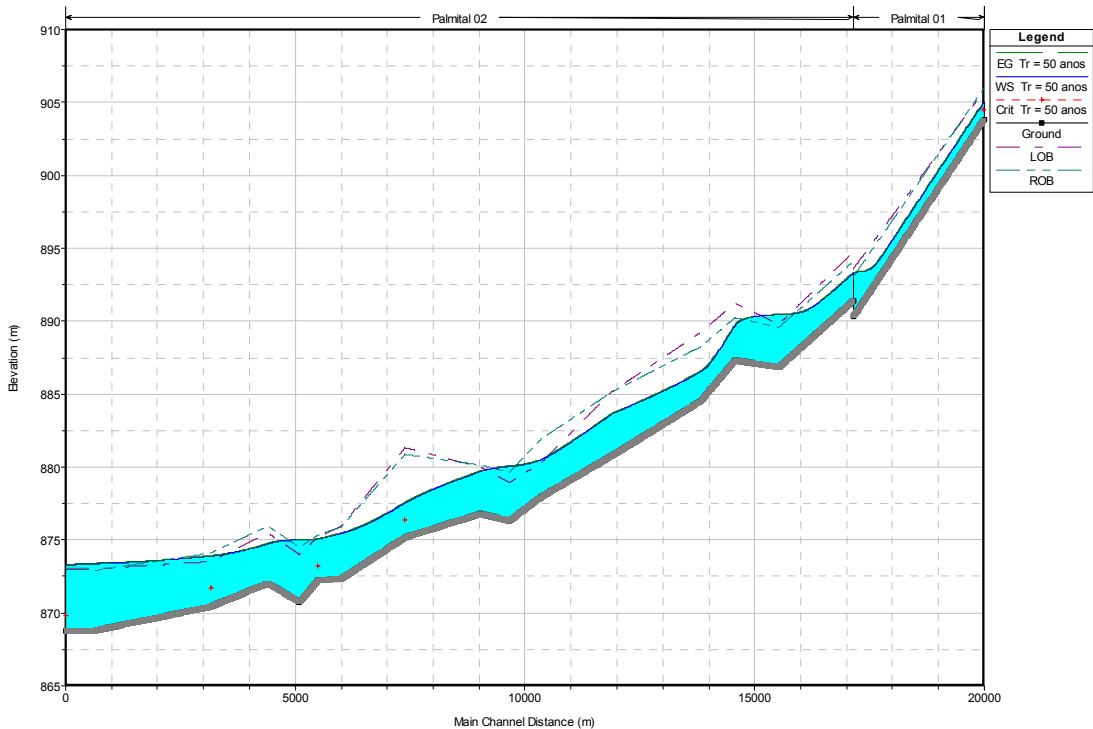
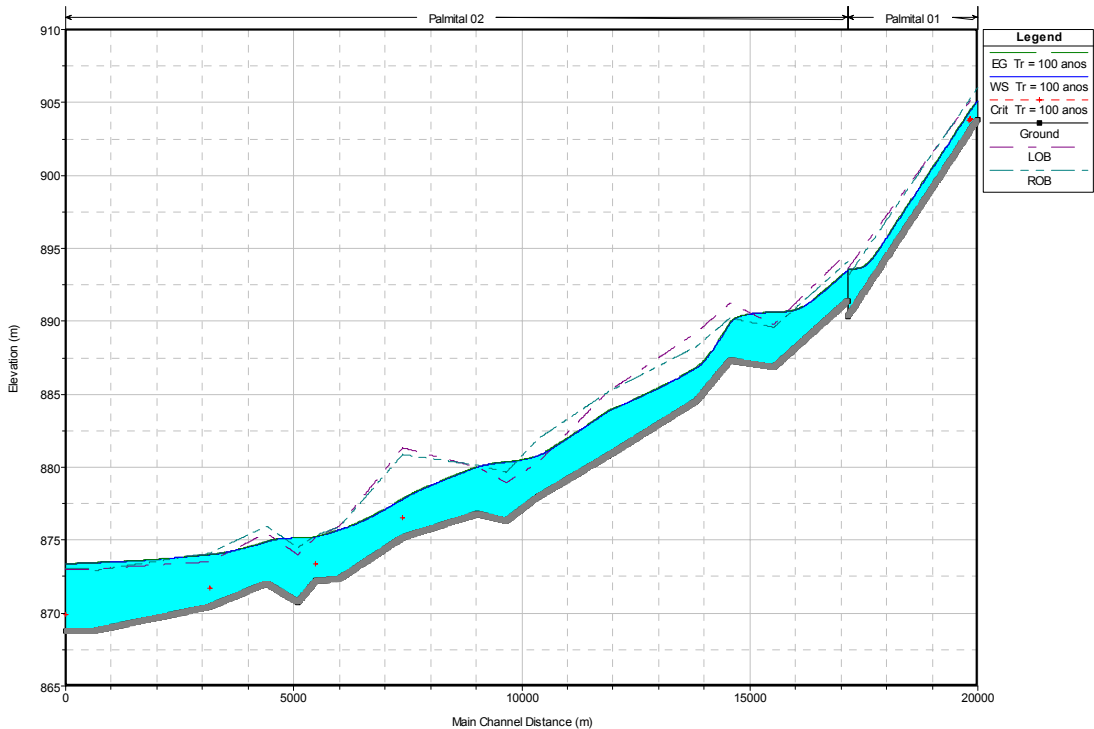


TABELA A. 9:: NÍVEIS D'ÁGUA - TR = 100 ANOS - CENÁRIO TENDENCIAL

rio	seção	Elevação da margem esquerda (m)	Elevação da margem direita (m)	Fundo do canal (m)	Altura da linha de energia (m)	Nível d'água (m)	Vazão na margem esquerda (m³/s)	Vazão no canal (m³/s)	Vazão na margem direita (m³/s)
Cachoeira	4785,719	920	920	917,7	919,13	919,08		4,01	
	2671,534	905	905	902,7	904,35	904,32		4,01	
	562,429	897,7	897,54	895,5	896,45	896,39		3,26	2,46
Palmital	19692,56	905,8	905,99	903,84	905,14	905,12	0,45	6,87	4,24
	16848,74	893,59	893,05	890,31	893,88	893,88	0,35	12,96	1
	16629,56	894,74	894,09	891,4	893,88	893,84		20,03	
	15019,92	889,79	889,59	886,85	890,8	890,8	7,43	14,75	2,04
	14064,6	891,24	890,23	887,32	890,2	890,15	0,36	23,86	
	13325,83	889,24	888,27	884,54	887,32	887,28		24,22	
	11396,65	885,17	885,15	880,78	884,23	884,2		29,55	
	9858,983	880,3	881,93	877,95	881,13	881,11	6,36	23,19	
	9168,7	878,94	879,65	876,32	880,69	880,68	3,77	22,65	3,13
	8543,558	880	880,13	876,8	880,48	880,47	9,17	21,31	2,56
	6910,749	881,33	880,87	875,18	878,34	878,3		33,04	
	5517,797	875,94	875,89	872,34	876,06	876,04	1,19	31,3	0,54
	5004,862	875,19	875,33	872,2	875,59	875,58	6,11	27,5	2,78
	4631,058	874	874,49	870,74	875,52	875,52	2,01	38,29	8,86
	3945,109	875,49	875,96	872,04	875,28	875,26	6,25	42,9	
	2691,652	873,52	874,11	870,43	874,27	874,26	3,61	45,52	0,02
	916	873,02	873,04	868,76	873,55	873,54	1,87	43,49	3,79
	213	873,02	873,04	868,76	873,4	873,39	0,69	46,6	1,86
	28,169	873,02	873,04	868,76	873,36	873,35	0,43	47,29	1,43

FIGURA A. 9: PERFIL DA LINHA D'ÁGUA - TR = 100 ANOS - CENÁRIO TENDENCIAL



APENDICE B: FOTOS DO RIO PALMITAL

FIGURA B. 1: ESTAÇÃO PLUVIOMÉTRICA PINHAIS – DATA 17/05/04



FIGURA B. 2: CONFLUÊNCIA DOS RIOS PALMITAL E IRAÍ



FIGURA B. 3: ESTAÇÃO VARGEM GRANDE – DATA 17/05/04



FIGURA B. 4: PONTE DA ESTRADA DE FERRO



FIGURA B. 5: RIO PALMITAL – VISTA DA ESTRADA DA RIBEIRA



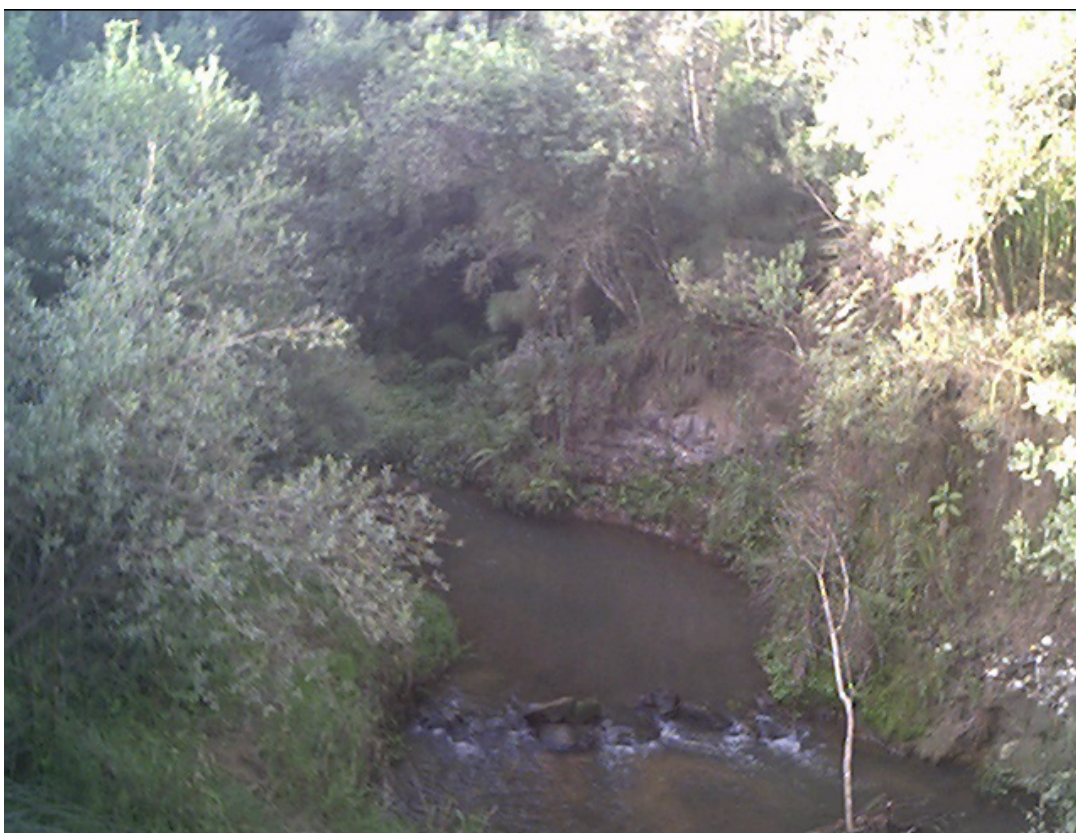
FIGURA B. 6; CONFLUÊNCIA DOS RIOS PALMITAL E CACHOEIRA



FIGURA B. 7: RIO CACHOEIRA



FIGURA B. 8: RIO PALMITAL – ÁREA RURAL DE COLOMBO



APENDICE C: MAPAS DE INUNDAÇÃO

CENÁRIO ATUAL E TENDENCIAL